



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra geotechniky

Segmentové ostění tunelů ražených mechanizovanými štíty

Disertační práce

Segmental lining used in mechanized tunnel excavation

Ph.D. thesis

Studijní program:	Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
Školící pracoviště:	Katedra geotechniky
Školitel:	doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Ing. Jan Faltýnek

Praha, květen 2019

Čestné prohlášení:

Jméno doktoranda: Ing. Jan Faltýnek

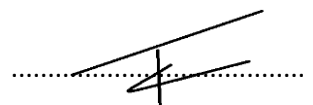
Název disertační práce: Segmentové ostění tunelů ražených mechanizovanými štíty
(Segmental lining used in mechanized tunnel excavation)

Prohlašuji, že jsem uvedenou doktorskou disertační práci vypracoval samostatně pod vedením školitele doc. Dr. Ing. Jana Prušky. Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla, mimo jiné, v souvislosti s řešením projektu:

- SGS17/057/OHK1/1T/11
Inovativní řešení problémů podzemního stavitelství
- SGS18/045/OHK1/1T/11
Inovativní řešení soudobých problémů podzemního stavitelství

V Praze dne 1. 5. 2019



Ing. Jan Faltýnek

Poděkování:

Při psaní této disertační práce a obzvlášť při tvorbě výzkumné části nešlo vše vždy tak hladce, jak bych si představoval. Často jsem musel překonávat problémy a zodpovědět otázky, s kterými jsem si nevěděl na první pohled rady. Naštěstí tu byl vždy někdo, s kým jsem danou problematiku mohl prodiskutovat a kdo mi byl s dobrou radou nablízku. Velké díky patří také těm, kteří mi poskytli podporu, potřebné podklady, nebo mi jinak pomohli s vypracováním této disertační práce.

Jmenovitě bych chtěl poděkovat:

- doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi, za kladný přístup, vedení disertační práce a pomoc s administrativou doktorského studia
- Dr. Ing. Petru Vítkovi, za pomoc s výběrem tématu disertační práce, poskytnuté materiály, fotografie a zvláště pak předání jeho zkušeností a znalostí z oblasti mechanizovaného tunelování
- Ing. Jiřímu Hořejšímu a Ing. Martinu Balážovi, za přínosné rady týkající se numerického modelování, několikahodinové konzultace a zejména kontrolu správného chování numerických modelů a provedených simulací
- Kolegům A. Lutikholtovi, C. B. M. Blomovi, R. G. A. De Waalovi a dalším za poskytnutí nepublikovaných materiálů jejich prací a vzdálené konzultace
- prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc., za vhodné teoretické připomínky a především jeho nadšení a obrovskou podporu, které si velice vážím
- Katedře geotechniky ČVUT v Praze, za možnost nastoupit zde na doktorské studium
- Ing. Pavlu Růžičkovi, Ph.D., za poskytnuté materiály a knihy zabývající se problematikou mechanizovaného tunelování a segmentového ostění
- prof. Ing. Matouši Hilarovi, Ph.D., za důležité rady k formátu a obsahu disertační práce a dalších souvisejících podkladů
- Společnosti HOCHTIEF CZ a.s., u které jsem byl v období doktorského studia zaměstnán, za možnost sladit svou pracovní náplň se studijními a pedagogickými povinnostmi
- Nakonec patří obrovské díky mé rodině a partnerce, a to hlavně za trpělivost a poskytnutou oporu po celou dobu studia a tvorby disertační práce.

Děkuji Vám.

Název disertační práce:

Segmentové ostění tunelů ražených mechanizovanými štíty

Abstrakt disertační práce:

Současným trendem výstavby podzemních staveb je tunelování pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů. Mechanizované tunelování umožňuje stavbu liniových podzemních staveb v případě velmi nízkého nadloží, v nestabilních horninách i pod hladinou podzemní vody, s minimálním sedáním povrchu terénu a ovlivněním staveb a prostředí nad tunelem. K zajištění výrubu a jako podpora tunelovacího stroje při samotné ražbě se obvykle používá prefabrikované betonové segmentové ostění. Předložená disertační práce se komplexně zabývá problematikou a statickým chováním tohoto speciálního typu tunelového ostění.

Disertační práce může být rozdělena na dvě velice úzce propojené a vzájemně se prolínající části: teoretickou a výzkumnou.

Teoretická část, jako výsledek rozsáhlé rešerše, je strukturovaná přes celý životní cyklus segmentového ostění. Podává čtenáři veškeré informace týkající se této problematiky od volby základního konceptu ostění, tvaru prstence, tvaru segmentů, skladebného schématu, návrhu geometrického uspořádání a konkrétního segmentového příslušenství, přes detailní analýzu jednotlivých zatěžovacích stavů, sestavení výpočetního modelu a vyhodnocení výsledků spolu s návrhem vyztužení, po volbu betonové směsi, vlastní výrobu, následnou montáž segmentů uvnitř tunelovacího stroje, stanovení geometrických tolerancí, výčet možných poruch a jejich příčin, monitoring, trvanlivost a možnosti vytvoření prostupů v ostění. Práce je doplněna řadou názorných schémat, obrázků, tabulek, fotografií, praktických rad a zkušeností z výroby a montáže segmentového ostění.

Tunelové ostění v případě mechanizovaných ražeb pomocí plnoprofilových tunelovacích štítů se běžně instaluje po provedení výrubu pod ochranou pláště štítu. Je složeno z prstenců tvořených jednotlivými prvky ostění – segmenty. Výzkumná část, která je velkou měrou vlastním přínosem autora, je včleněna přímo za kapitoly statického posuzování teoretické části. Zaměřuje se na prostorové chování segmentového ostění a redistribuci napjatosti vlivem fragmentace ostění příčnými a podélnými spárami.

V první části je na základě výsledků experimentálních zkoušek detailně analyzováno a na jednotlivé fáze rozděleno chování přímého podélného (ložného) spoje mezi sousedními segmenty. Existující historické analytické metody pro stanovení rotační tuhosti podélného spoje jsou rozšířeny o plastické chování betonu a o vliv lineárního změkčení. Platnost těchto nově odvozených vztahů je následně ověřena prostřednictvím pokročilého numerického modelování metodou konečných prvků. Na základě těchto výstupů a vzájemného porovnání obou přístupů byla vytvořena aplikace „MxPhi“, která po zadání geometrických a materiálových parametrů společně s hodnotami vnějšího zatížení vykreslí a číselně určí nelineární průběh rotační tuhosti při narůstajícím ohybovém namáhání v jednotlivých fázích chování podélného spoje segmentového ostění.

Jakým způsobem lze obecně nelineární tuhost podélného spoje zavést do numerického modelu použitelného pro běžnou statickou praxi? Nabízí se více možností v závislosti na tom, zda je ostění modelováno jako prut, skořepina nebo objemovými prvky. Základní metody jsou následující: pomocí nelineární rotační pružiny, krátkého fiktivního prutu, vloženého pružno-plastického materiálu nebo kontaktního prvku interface. Všechny tyto metody a způsoby jsou v disertační práci detailně popsány spolu s odvozením jejich základních charakteristik, testováním citlivosti vstupů a vzájemným porovnáním namáhání prstence ostění pro jednotlivé přístupy.

Kromě interakce mezi segmenty v podélných spoích v rámci jednoho prstence ostění je důležité zohlednit i spolupůsobení sousedních prstenců v příčných (styčných) spárách, především při předpokladu neprůběžnosti podélného spoje. Vzájemné interakci napomáhají i

vysoké síly štitových lisů, které vyvolávají v příčných spárách tření. Tento efekt je možné postihnout a zohlednit pouze 3D výpočtem. Pro zhodnocení vlivu prostorového působení segmentového ostění a redistribuce namáhání bylo sestaveno několik komplexních sdružených 3D numerických modelů s proměnnou mírou spolupůsobení v příčných spojích. Zahrnuty byly oba limitní případy bez vzájemné interakce a s tuhým propojením sousedních prstenců ostění. Výsledky ukazují, že v závislosti na zavedené tuhosti příčného spoje a dalších rozhodujících vstupních parametrech mohou být rozdíly v namáhání ostění velice výrazné. Z tohoto důvodu je doporučením při návrhu segmentového ostění provést vždy komplexní 3D analýzu konkrétní konfigurace ostění a okolního horninového prostředí.

Celá výzkumná část je obecně koncipována tak, aby čtenáři poskytovala vysvětlení a podrobný návod, jakým způsobem prostorové působení segmentového ostění v běžně dostupném softwarovém vybavení zohlednit. Aplikace „MxPhi“ může sloužit nejen ke stanovení rotační tuhosti podélného spoje segmentového ostění, ale libovolného přímého styku dvou betonových prvků. Závěrečné přílohy obsahují podrobný popis odvození všech analytických vztahů pro stanovení rotační tuhosti a testovací příklady pro korektní odvození charakteristik prvků simulujících nelineární chování podélného spoje.

Klíčová slova:

Tunel, TBM, SM, Segmentové ostění, Podélný spoj, Příčný spoj, 3D interakce, Prefabrikace, Beton, Drátkobeton, Segmentové příslušenství, Janssen, Gladwell, Muir-Wood, ATENA, PLAXIS, Metoda konečných prvků.

Title of the thesis:

XY

Abstract of the thesis:

XY

Key words:

XY

Obsah:

1	Předmluva disertační práce	12
2	Cíle disertační práce.....	16
2.1	Vytvořit publikaci o segmentovém ostění.....	16
2.2	Analýzovat prostorové chování segmentového ostění.....	16
2.2.1	Podélný spoj	16
2.2.2	Příčný spoj	17
3	Úvod do oblasti mechanizovaného tunelování.....	18
4	Smluvní problematika	21
5	Základní principy a postupy mechanizovaného tunelování pomocí štítů	23
6	Interakce štítu a okolního horninového masivu	27
6.1	Podpora čelby.....	27
6.1.1	Čelba bez podepření.....	28
6.1.2	Čelba podepřena mechanicky	28
6.1.3	Čelba podepřená stlačeným vzduchem.....	29
6.1.4	Čelba podepřená suspenzí.....	30
6.1.5	Čelba zajištěna vytěženým materiálem.....	31
6.1.6	Konvertibilní stroje	33
6.2	Podpora horninového masivu po obvodě štítu	34
6.3	Podpora horninového masivu za štítem.....	35
6.4	Deformace masivu a sedání na povrchu terénu.....	36
7	Úvod do problematiky tunelového ostění.....	38
7.1	Základní data nutná pro návrh segmentového ostění	40
7.2	Vývojový diagram a postup návrhu segmentového ostění	41
7.2.1	Studium norem a závazných předpisů.....	41
7.2.2	Stanovení základní koncepce a rozměrů ostění	41
7.2.3	Analýza prostředí a určení významných příčných řezů	42
7.2.4	Provedení analýzy chování ostění a posouzení	43
7.2.5	Výsledné komplexní zhodnocení	43
7.2.5.1	Ekonomické zhodnocení	43
8	Základní konstrukční principy segmentového ostění	46
8.1	Jednoplášťové a dvouplášťové tunelové ostění.....	46
8.1.1	Extrudované ostění.....	48
8.2	Systémy ochrany podzemního díla proti účinkům podzemní vody	49
8.2.1	Otevřený systém.....	50
8.2.2	Uzavřený systém.....	51
9	Obecné informace o segmentovém ostění.....	52
9.1	Základní geometrické proporce ostění.....	55

10	Materiál segmentového ostění.....	56
10.1	Ocelové segmenty	56
10.2	Litinné segmenty (též tubinky, tubingy, tybinky, tybingy).....	57
10.3	Betonové segmentové ostění	58
10.3.1	Vláknobetonové segmentové ostění (FRC – fibre reinforced concrete)	58
10.3.1.1	Vhodnost použití drátkobetonu	59
10.3.1.2	Jaké vlastnosti drátky ovlivňují?.....	59
10.3.1.3	Typy vláken a drátků	60
10.3.1.4	Vlastnosti drátků a ovlivnění čerstvé betonové směsi.....	61
10.3.1.5	Testování drátkobetonu.....	62
10.3.1.6	Modelování drátkobetonu a návrh prvků	63
10.3.1.7	Trvanlivost drátkobetonu.....	64
11	Opatření pro zajištění vodonepropustnosti ostění	65
11.1	Těsnící vložky	65
11.2	Těsnící injektáže.....	65
12	Ochrana před působením požáru	66
12.1	Vlastnosti vyztuženého betonu za požáru	66
12.2	Chování betonu při působení požáru	67
12.3	Způsoby zajištění požární odolnosti ostění.....	68
13	Geometrie prstenců segmentového ostění	69
13.1	Kombinace levého a pravého lichoběžníkového prstence	70
13.2	Univerzální prstenec	70
14	Tvarové varianty segmentů	73
14.1	Závěrný klenák	73
14.2	Čtyřúhelníkové segmenty	76
14.2.1	Obdélníkové segmenty	76
14.2.2	Rombické a trapezodrické ostění.....	79
14.3	Spirálové segmenty.....	81
14.4	Šestiúhelníkové segmenty	81
15	Speciální typy segmentových ostění	84
15.1	Rozpírané segmentové ostění	84
15.2	Poddajná segmentová ostění	85
15.2.1	Deformovatelný materiál výplňové injektáže.....	85
15.2.2	Deformabilní diskretní prvky	86
15.3	Energotubingy.....	87
15.4	Předpjaté segmentové ostění.....	90
15.4.1	Historické způsoby vnesení předpětí do prstence ostění.....	90

15.4.2	Současný způsob předpínání segmentového ostění	91
16	Příslušenství segmentového ostění (segmental lining accessories)	93
16.1	Spojovací prostředky mezi segmenty ostění	93
16.1.1	Spoje šrouby a závitovými tyčemi	95
16.1.2	Spoje pomocí kolíků	97
16.1.3	Tunnelock	99
16.2	Systém ukládání segmentů	99
16.3	Segmentové těsnění	102
16.3.1	Základní principy fungování a typy segmentových těsnění	102
16.3.2	Výroba a aplikace těsnících profilů	104
16.3.3	Chování těsnících profilů při působícím zatížení	105
16.3.4	Dlouhodobé vlastnosti těsnění	106
16.3.5	Testování těsnění	107
16.3.6	Rohy těsnění	108
16.3.7	Detail drážky pro těsnění	109
16.3.8	Přípevnění segmentového těsnění	109
16.3.9	Poruchy těsnící funkce a příčiny	110
16.4	Geometrie rohů segmentového ostění	111
16.5	Otvory pro dodatečnou injektáž	112
16.6	Roznášecí podložky	112
16.7	Upevnění vybavení na segmentové ostění	113
16.8	Označování segmentů	114
17	Detaily spojů mezi segmenty	115
17.1	Podélné spoje	115
17.1.1	Podélné spoje s plochými kontaktními plochami	116
17.1.2	Podélné spoje s dvěma konvexními kontaktními plochami	117
17.1.3	Podélné spoje s konvexní a konkávní kontaktní plochou	118
17.1.4	Podélné spoje na pero a drážku	118
17.1.5	Podélné spoje s vodící tyčí	119
17.2	Příčné spoje	119
17.2.1	Příčné spoje s rovnými kontaktními plochami	120
17.2.2	Příčné spoje na pero a drážku	121
17.2.3	Spoj na betonový čep	122
17.2.4	Příčný spoj konvexní/konkávní	124
18	Základní geometrický návrh ostění	125
18.1	Vnitřní poloměr ostění	125
18.2	Návrh tloušťky segmentů a šířky kontaktní plochy	126
18.3	Délka prstence	127

18.4	Konicita univerzálního prstence	128
18.5	Počet segmentů v prstenci ostění, šířka závěrného klenáku	129
18.5.1	Schémata uspořádání segmentového ostění	130
18.5.1.1	Schéma uspořádání „x + 0“	130
18.5.1.2	Schéma uspořádání „x + 1(1/2)“	130
18.5.1.3	Schéma uspořádání „x + 1(1/3)“	131
18.5.1.4	Schéma uspořádání „x + 1(1/4 a menší)“	132
18.5.2	Rotace prstence kolem osy tunelu	132
18.5.3	Pozice a počet spojů po obvodu prstence ze statického hlediska	133
19	Základní návrhová kritéria a statické ověření	138
19.1	Úvod ke statickému posuzování	138
19.2	Výčet zatížení působících na segmentové ostění	141
19.2.1	Stálá zatížení (G)	141
19.2.2	Proměnná zatížení (Q)	141
19.2.3	Mimořádná zatížení (A)	142
19.3	Stručný úvod do metody dílčích součinitelů	142
19.4	Stanovení hodnoty zatížení	143
19.5	Stanovení odolnosti materiálu (prvku)	144
19.6	Ověření únosnosti a použitelnosti segmentového ostění	144
19.6.1	Ověření mezního stavu EQU (equilibrium) (MSÚ)	144
19.6.2	Ověření mezních stavů STR a GEO (MSÚ)	145
19.6.3	Ověření mezních stavů použitelnosti	146
19.7	Specifika modelu kontinua – charakteristické či návrhové hodnoty?	147
20	Stanovení hodnot a rozložení dočasných zatížení	149
20.1	Odformování, vytažení z formy a manipulace	149
20.2	Uložení segmentů	149
20.3	Namáhání segmentu při transportu	150
20.4	Zatížení segmentu při montáži ostění	150
20.5	Zatížení od tunelovacího stroje	150
20.5.1	Podélné síly	152
20.5.2	Krouticí moment	153
20.5.3	Přenos podélných sil a krouticího momentu	153
20.5.1	Konfigurace štítových lisů	154
20.5.2	Nepřesnosti v působení štítových lisů	157
20.6	Zatížení injektážním tlakem	159
21	Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení	162
21.1	Rozhodující zatěžovací stavy	162
21.1.1	Vlastní tíha	162

21.1.2	Tlak horninového masivu	162
21.1.3	Zatížení vodním tlakem	166
21.1.4	Zatížení bobtnáním.....	166
21.1.5	Zatížení změnou teploty konstrukce	167
21.1.6	Zatížení od dopravy v tunelu a tunelového vybavení.....	168
22	Analýza chování a výpočetní modely segmentového ostění	169
22.1	Experimentální a numerické analýzy segmentového ostění.....	169
22.1.1	Normálová tuhost spoje mezi segmenty.....	169
22.1.2	Smyková tuhost spoje mezi segmenty	171
22.1.3	Ohybová tuhost solitérního prstence ostění.....	175
22.1.3.1	Poměrná tuhost spoje a redukční faktor	175
22.1.3.2	Výsledky experimentů a numerických výpočtů	175
22.1.3.3	Vliv orientace ohybového momentu	179
22.1.3.4	Vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění.....	180
22.1.3.5	Vliv tvaru segmentů.....	182
22.1.3.6	Vliv předpětí prstence ostění.....	182
22.1.4	3D chování segmentového ostění	183
22.1.4.1	Vliv interakce na ohybové namáhání tubusu ostění	187
22.1.4.2	Vliv nerovnoměrné složky působícího zatížení.....	191
22.1.4.3	Vliv podélné síly v segmentovém ostění	191
22.1.4.4	Vliv tuhosti okolního prostředí a tuhosti ostění	191
22.1.4.5	Souhrnné zhodnocení základních vlivů ovlivňujících interakci sousedních prstenců ostění	192
22.2	Základní typy výpočetních modelů segmentového ostění.....	193
22.2.1	Analytické metody.....	194
22.2.2	Numerické metody s pružným podepřením.....	196
22.2.3	Numerické modely kontinua	198
22.2.3.1	Velikost řešené oblasti.....	201
22.2.3.2	Míra diskretizace řešené oblasti	202
22.2.3.3	Okrajové podmínky.....	203
22.2.3.4	3D modelování průběhu mechanizovaného tunelování v úloze kontinua	204
22.3	Nepřímé metody zavedení vlivu podélných spojů mezi segmenty	207
22.3.1	EMI model.....	207
22.3.2	RR model.....	207
22.3.2.1	Model dle Liu a Hou.....	207
22.3.2.2	Model dle Blom.....	208

22.3.2.3	Ovlivnění redukčního součinitele kvalitou horninového masivu	209
22.4	Přímé metody zavedení vlivu podélných spojů do výpočtu	210
22.4.1	Modelování spoje rotační pružinou	211
22.4.1.1	Zjednodušený model podélného spoje dle doporučení DAUB	211
22.4.1.2	Model podélného spoje dle předpokladů Janssena	212
22.4.1.3	Doplnění modelu o plastické chování betonu (fáze III-a, III-b)	215
22.4.1.4	Doplnění modelu podélného spoje o vliv změkčení betonu (fáze IV)	217
22.4.1.5	Citlivostní analýza vstupních parametrů	219
22.4.1.6	Model podélného spoje dle předpokladů Gladwella	221
22.4.1.7	Srovnání s experimentálními daty	223
22.4.1.8	Náhrada nelineárního průběhu bilineárním	223
22.4.2	Modelování podélného spoje vloženým prutem	224
22.4.3	Modelování podélného spoje vloženým materiálem s nulovou tahovou pevností	225
22.4.4	Modelování podélného spoje kontaktním prvkem	226
22.5	Zavedení vlivu příčných spojů mezi segmenty	227
22.5.1	Modelování příčných spojů pomocí pružin	227
22.5.2	Modelování příčného spoje vloženým prutem	230
22.5.3	Modelování příčného spoje kontaktním prvkem	231
23	Ověření správnosti analytických metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje	232
23.1	Stručný popis základních principů metody konečných prvků	232
23.2	Základní popis výpočetního programu ATENA 2D	233
23.2.1	Přírůstkové řešení	234
23.3	Volba základního výpočetního modelu	235
23.3.1	Výpočetní model 1 - Horizontálně namáhaný podélný spoj	235
23.3.2	Výpočetní model 2 - Simulace reálné zatěžovací zkoušky	235
23.3.3	Výpočetní model 3 - Model dvojice sil	236
23.3.4	Výpočetní model 4 - Model řízené deformace	237
23.3.5	Výpočetní model 5 - Model dvojice sil s posuvným kloubem	238
23.3.6	Výpočetní model 6 - Model s vloženým nelineárním prvkem	239
23.3.7	Výpočetní model 7 – Symetrický model s pružným uložením	239
23.4	Detailní analýza výpočetního modelu 7	240
23.4.1	Způsob vyhodnocení natočení v místě podélného spoje a fáze působení	240

23.4.2	Základní zadání testovacích příkladů.....	241
23.4.3	Tuhost pružných prvků	241
23.4.4	Způsob výpočtu	243
23.4.5	Výpočetní metoda	244
23.4.6	Dodatečné podepření.....	244
23.4.1	Vliv hloubky numerického modelu.....	245
23.4.2	Délka výpočetního modelu.....	245
23.5	Porovnání výsledků při použití elastického materiálového modelu	246
23.5.1	Základní vstupy výpočtu	246
23.5.2	Elastický materiálový model.....	246
23.5.3	Porovnání křivek závislosti ohybového momentu a natočení.....	246
23.5.3.1	Šířka kontaktní plochy rovna tloušťce ostění	247
23.5.3.2	Redukovaná šířka kontaktní plochy	250
23.6	Porovnání výsledků při použití nelineárního materiálového modelu	253
23.6.1	Materiálový model SBETA	253
23.6.2	Základní vstupy výpočtu	254
23.6.3	Porovnání křivek závislosti ohybového momentu a natočení.....	255
23.6.3.1	Průběh svislého napětí (lineární model vs. nelineární)	255
23.6.3.2	Postupný rozvoj trhlin.....	257
23.6.3.3	Porovnání zatěžovacích křivek.....	258
23.7	Vliv betonářské výztuže	260
24	Aplikace MxPhi.....	263
25	Ovlivnění průběhu vnitřních sil na prstenci ostění polotuhými podélnými spoji ...	264
25.1	Základní popis výpočetního programu PLAXIS	264
25.2	Mohr-Coulombův materiálový model (MC)	265
25.3	Základní parametry 2D výpočetního modelu	266
25.4	Porovnání chování jednotlivých typů ostění	268
25.4.1	Případ 1: Souvislé ostění (1D) – plná tuhost.....	269
25.4.2	Případ 2: Souvislé ostění (1D) – Muir-Wood	270
25.4.3	Případ 3: Oddělené segmenty (1D) – netuhé klouby	271
25.4.4	Případ 4: Oddělené segmenty (1D) – bilineární tuhost (elastický beton) 272	
25.4.5	Případ 5: Oddělené segmenty (1D) – bilineární tuhost (nelineární beton) 273	
25.4.6	Případ 6: Oddělené segmenty (1D) – vložené fiktivní pruty.....	275
25.4.7	Vyhodnocení výsledků (Případ 1-6).....	277
25.4.8	Případ 7: Souvislé segmentové ostění (2D)	279
25.4.9	Případ 8: Oddělené segmenty (2D) – vložený materiál.....	281

26	Ovlivnění namáhání segmentového ostění spolupůsobením prstenců v příčném spoji	285
26.1	Základní parametry 3D výpočetního modelu	285
26.2	Porovnání 3D výpočtů na základě 2D výsledků	287
26.2.1	Případ 9: Souvislé ostění (3D)	287
26.2.2	Případ 10: Oddělené segmenty (3D) – uspořádání 1	289
26.3	Případ 11: Oddělené segmenty (3D) – uspořádání 2	290
26.4	Případ 12: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{inter,12} = 0,01$	291
26.5	Případ 13: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{inter,13} = 1,00$	293
26.6	Případ 14-16: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{inter,14-16} = 0,25-0,75$	295
26.7	Vyhodnocení vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění	297
26.7.1	Porovnání výstupů se srovnatelnými studiemi	298
26.7.2	Doporučení pro inženýrskou praxi	299
27	Individuální posouzení v místech spojů segmentového ostění	300
27.1	Analytické ověření účinku koncentrovaných tlakových napětí	300
27.2	Analytické ověření působení tahových napětí	302
27.3	Ověření možného natočení v podélné spáře	303
27.4	Posouzení spojovacích prostředků	303
27.5	Posouzení smykové kapacity spoje	304
27.6	Zatížení ostění vratnými silami od tunelového těsnění	305
28	Specifika modelování (nejen) segmentového ostění	306
28.1	Tečná složka zatížení	306
28.2	Problém lokální ztráty stability ostění	307
28.1	Nosníkové chování tunelového ostění	307
28.2	Nelinearity ostění	309
28.2.1	Fyzikálně nelineární ostění	309
28.2.2	Geometrické nelinearity	310
28.2.3	Porovnání lineárního a nelineárního chování	310
28.1	Průběh napětí kolem závěrného klenáku	311
29	Vyztužování segmentového ostění	312
29.1	Hlavní nosná příčná a podélná výztuž	314
29.2	Tahová výztuž na spojích mezi segmenty	315
29.3	Výztuž kolem příslušenství segmentu	316
29.4	Smyková výztuž	317
29.5	Výztuž v okolí příčného spoje	317
29.6	Příklad z realizace v České republice	318
30	Návrh čerstvé betonové směsi	319
30.1	Požadavky na beton segmentového ostění	319

30.1.1	Zpracovatelnost čerstvé betonové směsi	319
30.1.2	Pevnost betonu.....	319
30.1.3	Odolnost betonu proti průsakům	319
30.1.4	Odolnost betonu proti působení požáru	319
30.1.5	Trvanlivost betonu.....	319
30.2	Složení čerstvého betonu	319
31	Výroba segmentového ostění.....	321
31.1	Použité materiály.....	321
31.2	Výroba prefabrikátů	322
31.3	Formy bednění	322
31.4	Pracovní cyklus výroby prefabrikátů	323
31.4.1	Příprava bednění	324
31.4.2	Vytvoření armokoše	324
31.4.3	Vložení armokoše do formy bednění	325
31.4.4	Uzavření formy a finální kontrola	326
31.4.5	Betonáž segmentu.....	326
31.4.6	Vyhlazení povrchu segmentu	327
31.4.7	Ošetřování a tuhnutí betonu	327
31.4.8	Odformování.....	329
31.4.9	Vyjmutí betonového segmentu z formy a otočení.....	329
31.4.10	Dokončovací práce na segmentu a opravy poškození.....	330
31.4.11	Skladování segmentů.....	331
32	Geometrické tolerance segmentového ostění.....	332
32.1	Sledování tolerancí	332
32.2	Velikosti jednotlivých tolerancí	332
32.3	Překročení dovolených tolerancí.....	334
32.3.1	Nedodržení délky segmentu.....	335
32.3.2	Nedodržení tolerance šířky segmentu.....	335
32.3.3	Nedodržení tolerance zkosení a distorze podélného spoje	335
33	Montáž segmentového ostění	336
33.1	Montáž běžných segmentů	340
33.2	Montáž závěrného klenáku	341
33.3	Atypický způsob montáže ostění.....	343
34	Příklady segmentového ostění z realizace v České republice	344
34.1	Traťové tunely metra V.A (Dejvická – Motol).....	344
34.2	Tunely Ejovice.....	346
35	Řešení prostupů v segmentovém ostění	348
35.1	Umístění prostupu.....	349

35.2	Napojení těsnění	349
35.3	Podpora horninového masivu a segmentového ostění	349
35.3.1	Ocelové rámy tvořené vlastními segmenty	350
35.3.2	Vnější ocelový rám kolem prostupu	351
35.3.3	Vnější ocelový prstenec	351
35.3.4	Zesílené spojovací prvky	352
35.3.5	Spojování segmentů s využitím ocelových kapes (kazet)	354
35.3.6	Nosný deštník nad místem prostupu	355
36	Přechod segmentového ostění na monolitické	356
36.1	Přístupné těsnění	356
36.2	Nepřístupné těsnění	356
37	Monitoring prstence ostění	357
37.1	Měření konvergencí ostění	357
37.2	Další měření na segmentovém ostění	358
38	Poškození segmentového ostění	359
38.1	Příčiny poškození segmentů	362
38.1.1	Zdatnost personálu	362
38.1.2	Kvalita betonu segmentového ostění	362
38.1.3	Špatný výběr těsnícího profilu	362
38.1.1	Tolerance tvaru segmentu	362
38.1.2	Tolerance spoje pero-drážka a čep-objímka	363
38.1.3	Tolerance v místech spojovacích prostředků	363
38.1.4	Místa redukováného betonového průřezu prvku	363
38.1.5	Počáteční deformace sestaveného prstence	364
38.1.6	Síly štítových lisů a roznášecí desky	364
38.1.7	Poruchy ostění vlivem nerovnoměrného podepření v příčné spáře ..	365
38.1.8	Uvolnění tlaku štítových lisů	367
38.1.9	Prostorové vedení tunelovacího stroje	367
38.1.10	Konfigurace štítových lisů	367
38.1.11	Trumpetový tvar ostění	368
38.1.12	Stupňovitá deformace prstenců ostění	368
38.1.13	Kroucení segmentů	368
38.1.14	Problém ovalizace zkosených prstenců	370
38.1.15	Ohybová tuhost podélného spoje	370
38.1.16	Pokles předpětí v příčných spojích	370
38.1.17	Montáž závěrného klenáku	371
38.1.18	Porušení ostění z nedostatečně zainjektovaného volného prostoru .	371
38.1.19	Porušení vlivem vztlaku během injektáže	372

38.1.20	Porušení těsnění při zasunování segmentu	372
38.1.21	Poškození segmentů způsobené ocasní částí štítu	373
38.1.22	Porušení ostění od vybavení tunelovacího stroje	374
38.1.23	Poškození ostění v místech propojení s jinou konstrukcí	374
38.2	Opravy poškození segmentů	374
39	Trvanlivost segmentového ostění	376
39.1	Proces stárnutí	376
39.2	Doporučení ke zvýšení trvanlivosti ostění	377
39.3	Zvláštnosti v případě použití drátkobetonu	377
40	Vyplnění volného prostoru mezi ostěním a horninou	378
40.1	Vyplnění volného prostoru štěrkem	380
40.2	Vyplnění volného prostoru injektovanou hmotou	380
41	Závěr disertační práce	384
41.1	Popis řešených témat v rámci disertační práce	385
41.2	Aktuálnost disertační práce	387
41.3	Splnění cílů disertační práce	387
41.4	Metody a postupy řešení	387
41.5	Výsledky disertace – konkrétní přínosy	388
41.5.1	Obsah přínosy	388
41.5.2	Přínosy pro statické řešení segmentového ostění	388
41.6	Význam pro praxi a rozvoj vědního oboru	388
41.6.1	Návrh oblastí dalšího výzkumu	389
42	Příloha č. 1: Odvození rotační tuhosti (fáze I)	390
42.1	Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze I)	391
43	Příloha č. 2: Odvození rotační tuhosti (fáze II)	392
43.1	Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze II)	395
44	Příloha č. 3: Odvození rotační tuhosti (fáze III-a)	396
44.1	Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze III-a)	400
45	Příloha č. 4: Odvození rotační tuhosti (fáze III-b)	401
45.1	Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze III-b)	403
46	Příloha č. 5: Odvození rotační tuhosti (fáze IV)	404
47	Příloha č. 6: Odvození rotační tuhosti dle předpokladů Gladwella	409
48	Příloha č. 7: Odvození parametrů vloženého prutu	413
48.1	Odvození parametrů vloženého prutu při lineárním chování	413
48.2	Odvození parametrů vloženého prutu při plastickém přetváření	417
49	Příloha č. 8: Odvození parametrů vloženého materiálu	420
49.1	Odvození parametrů prutu při lineárním chování	420
49.2	Odvození parametrů prutu při plastickém přetváření	421

49.2.1	Odvození parametrů vloženého materiálu z Mohrových kružnic.....	421
49.2.2	Odvození dle Eurokódu 2	423
49.2.3	Postup dle EHE-98.....	424
49.2.4	Porovnání jednotlivých přístupů	425
50	Příloha č. 9: Referenční skořepina.....	426

1 Předmluva disertační práce

Prostory v podzemí sloužily lidem již od pradávna. Počínaje využíváním přírodních podzemních prostor (jeskyní), přes jejich zvelebování a zabezpečování, po budování umělých podzemních objektů pro jiné účely. Například obranné, zavodňovací, komunikační, těžební a náboženské. Podzemní prostory jsou v dnešní době využívány převážně k překonávání členitého reliéfu terénu jako silniční a železniční dopravní tunely. Své uplatnění nachází také jako tunely městské kolejové dopravy, podzemní přivaděče vodních elektráren, kanalizační stoky, trasy vedení pitné vody, produktovody a kolektory. Setkat se lze čím dál častěji i s jinými způsoby využití prostoru pod zemským povrchem. Raženy jsou podzemní obytné prostory, místa pro rekreaci (koncertní haly a sály), záštitné komory a kryty, rozsáhlé kaverny pro průmyslové účely, místa pro skladování surovin a získávání geotermální energie.

Růst životní úrovně obyvatelstva, koncentrace populace do velkoměst a zrychlení životního stylu s sebou nese i zvýšenou potřebu výstavby. Prostor pod povrchem je nyní zcela zásadní z hlediska podzemního urbanismu obzvláště kvůli rostoucím intenzitám dopravy a velice omezeným možnostem na povrchu terénu. Volného prostoru rapidně ubývá a jeho cena tím stoupá. Nezastavěná krajina a čistá příroda se stávají čím dál tím vzácnější. Nastává otázka, kam umístit bleskově rostoucí městskou infrastrukturu. Jedinou alternativou okrajů měst a příměstských oblastí, kde se jeví jako vhodnější stavět obytnou zástavbu, je podzemí neboli tzv. čtvrtá dimenze. V dnešní době jsou podzemní stavby spjaté s koncepcí udržitelné výstavby, která uvádí v soulad environmentální, sociální a ekonomické aspekty při výstavbě a provozu všech typů staveb, tedy i podzemních.

Během posledních desítek let je díky technologickému vývoji, intenzivnímu vědeckému výzkumu a přísnějším požadavkům na ovlivnění okolního prostředí v průběhu ražeb technologie mechanizovaného tunelování plnoprofilovými tunelovacími štíty s tlakovou kontrolou čelby stále častější. Dnes je již možné pracovat v podzemí téměř bez jakéhokoli vlivu na nadzemní stavby a život na povrchu terénu. Mechanizované tunelování pomocí plnoprofilových tunelovacích štítů je jednou z mnoha možných technik a způsobů budování podzemních staveb. Její zařazení mezi jednotlivé metody výstavby podle technologie provádění je zobrazeno na obecném schématu na Obr. 1.

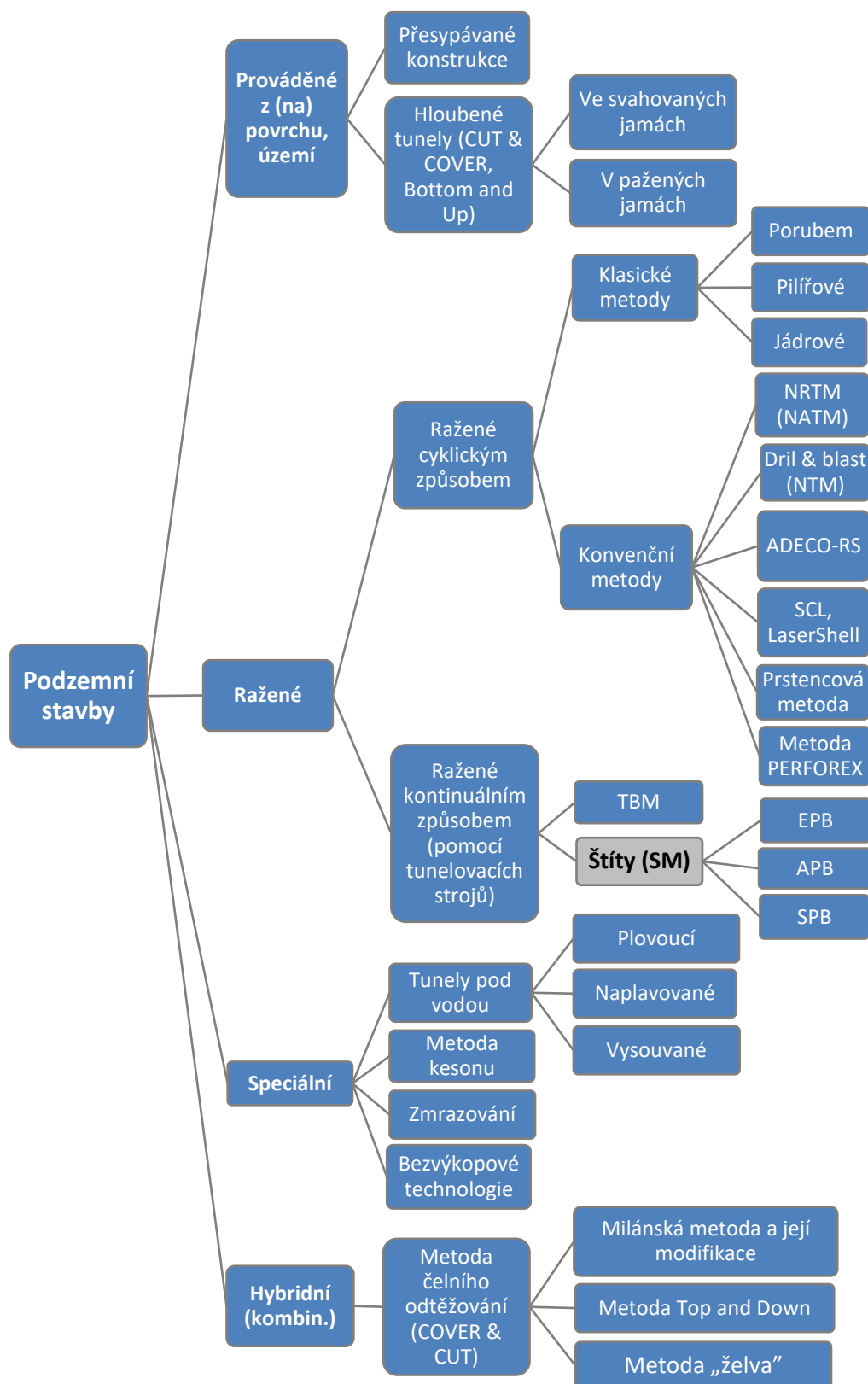
Stále větší množství podzemních staveb je především v zahraničí realizováno právě tímto způsobem. V České republice byly pomocí štítů v nedaleké minulosti realizovány pouze dvě stavby: prodloužení metra V.A v Praze a železniční tunel Ejovice. Na obou těchto projektech byly nasazeny kombinované razicí EPB štíty. V průběhu výstavby se potvrdilo, že je třeba věnovat podrobnému návrhu segmentového ostění a dalším výrobním a konstrukčním detailům velmi vysokou pozornost, aby byla zajištěna bezpečnost, provozuschopnost a trvanlivost ostění po celou dobu životnosti stavby. V době dokončování této disertační práce (5/2019) celá česká tunelářská společnost dychtivě očekává výstavbu metra I. D v Praze pravděpodobně znovu s použitím obdobných razicích mechanismů. Proto bude téma segmentového ostění opět velice aktuální.

Jako zajištění výrubu se používá při mechanizovaném tunelování štíty obvykle betonové prefabrikované segmentové ostění, které slouží také jako opora pro tunelovací stroj v průběhu ražeb. Jeho únosnost je proto pro samotnou ražbu také velice důležitá. Segmentové ostění se instaluje po provedení výrubu pod ochranou pláště štítu, je složené z prstenců tvořených jednotlivými prvky ostění – segmenty.

Klíčem k přiblížení se reálnému chování a působení segmentového ostění je zavedení jak příčných (styčných), tak podélných (ložných) spojů mezi sousedními segmenty do výpočetního modelu. S rozvojem mechanizovaného tunelování probíhá zároveň i paralelní rozvoj výpočetních metod a softwarů. V současné době existuje velké množství různě složitých a časově náročných postupů a přístupů ke statickým výpočtům segmentového ostění. Počínaje

1 Předmluva disertační práce

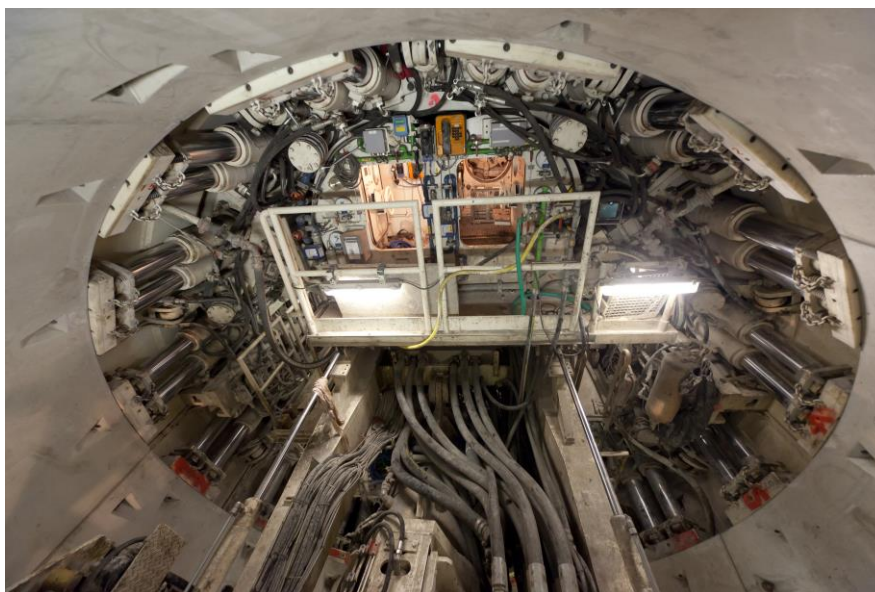
empirickými a analytickými vztahy, rozsáhlými prostorovými modely kontinua konče. Díky rychlému vývoji uživatelsky přívětivých výpočetních softwarů je nyní většina statických posudků segmentového ostění prováděna s použitím různě složitých numerických metod.



Obr. 1: Rozdělení podzemních staveb dle technologie výstavby

Existují dva základní způsoby, kterými lze zavést vliv podélných spojů do výpočtu, buď přímo, nebo nepřímo. V případě nepřímých metod je modelováno ostění jako spojitě (souvislé), kde je vliv spojů zaveden pomocí snížené ohybové tuhosti celého prstence ostění. Redukční součinitel bývá stanoven analyticky nebo na základě experimentálních testů. Díky své jednoduchosti a rychlosti jsou tyto metody stále s oblibou používány. Naproti tomu přímé metody uvažují snížení ohybové tuhosti prstence ostění namodelováním spojů mezi segmenty v jejich reálné poloze.

Většina návrhů geometrického uspořádání segmentového ostění nyní uvažuje po délce tunelu neprůběžnou podélnou spáru. Vzájemné interakci mezi sousedními prstenci ostění a redistribuci namáhání napomáhají i vysoké síly štítových lisů, které vyvolávají v příčných spárách značné tření. Do spolupůsobení zasahují též smykové spojovací prvky i samotný tvar příčné spáry. Výsledky numerických výpočtů a laboratorních experimentů ukazují, že v závislosti na zavedené tuhosti příčného spoje a dalších rozhodujících vstupních parametrech mohou být rozdíly v namáhání ostění při zanedbání spolupůsobení sousedních prstenců ostění velice výrazné. Z tohoto důvodu je doporučením při návrhu segmentového ostění provést vždy komplexní 3D analýzu konkrétní konfigurace ostění a okolního horninového prostředí. Bohužel stále není v České republice ani v zahraničí přesně stanoven či kodifikován jednotný postup pro navrhování segmentového ostění a je tedy na zkušenostech a znalostech každého, kdo statický výpočet provádí.



Obr. 2: Pohled do tunelovacího stroje – prodloužení metra V.A v Praze (foto P. Vítek)

Optimalizace všech návrhových parametrů ostění na základě výsledků ze správně zvoleného výpočetního modelu a výběr nejvhodnějšího geometrického uspořádání ostění, spolu se všemi konstrukčními detaily jsou velice podstatné kroky, které ve výsledku vedou k úspoře nákladů výstavby a následným výdajům za sanaci případných poruch v rámci pozdějších reklamačních řízení.

Tato práce se čtenáři snaží podat komplexní pohled celým životním cyklem segmentového ostění mechanizovaně ražených podzemních staveb. Podává veškeré informace týkající se této problematiky od volby základního konceptu ostění, tvaru prstence, tvaru segmentů, skladebného schématu, návrhu detailního geometrického uspořádání a konkrétního segmentového příslušenství, přes detailní analýzu jednotlivých zatěžovacích stavů, sestavení výpočetního modelu a vyhodnocení výsledků spolu s návrhem vyztužení, po volbu směsi, vlastní výrobu, následnou montáž segmentů uvnitř tunelovacího stroje, stanovení geometrických tolerancí, výčet možných poruch, jejich příčin, monitoring, trvanlivost ostění a možnosti vytvoření prostupů v segmentovém ostění.

V České republice je jedinou česky psanou publikací, která se ale pouze okrajově dotýká segmentového ostění *Uživatelská příručka mechanizovaného tunelování v podmínkách ČR (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014)*, vydaná Českou tunelářskou asociací ITA-AITES. V posledních letech také vzniklo několik odborných článků a závěrečných vysokoškolských prací týkajících se ale vždy určitých specifických oblastí této problematiky. Komplexní publikace, která by pojímala detailně segmentové ostění, jako celek se všemi souvislostmi v České republice zatím není. Po prostudování četného množství zahraničních, především anglicky psaných, zdrojů, lze tvrdit, že ani ve světě obdobná práce neexistuje.

Co se týká oficiálních dokumentů, tak kromě Vzorového listu – *Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu (Mechanizovaná ražba)* vydaného SŽDC (Správou železniční dopravní cesty) řešícího pouze geometrické uspořádání příčného řezu, není segmentové ostění tématem žádných jiných norem ani předpisů.

Zahraniční výzkum v oblasti segmentového ostění je bezesporu dále než v České republice. Není to překvapující. Poptávku po laboratorních experimentech a rozsáhlých numerických analýzách vyvolávají obvykle konkrétní realizační projekty, kterých je v současné době minimum. Nelze se tedy divit, že se v našich podmínkách vývoj této metody tunelování teprve postupně rozjíždí. Důkazem toho jsou zatěžovací zkoušky na reálných drátkobetonových a železobetonových segmentech v měřítku 1:1 prováděné na Kloknerově ústavu ČVUT. Je tedy potřeba nadále hledat inspiraci a čerpat know-how ze zahraničních předpisů, příruček tunelářských asociací a organizací, odborných článků a vysokoškolských prací. Není nutné vymýšlet, již vymyšlené. Při tvorbě této disertační práce byla proto některá témata konzultována s odborníky především z Technické univerzity v Delfách a dalšími specialisty.

Proč je tak zásadní provést pečlivý návrh tunelového ostění? Ostění lze považovat za finální produkt procesu tunelování. Vlastní ražba je v porovnání s celkovou životností stavby velice krátký okamžik. To co je v tunelu vidět a co zajišťuje jeho bezpečnost a provozuschopnost je právě segmentové ostění. Kvalita provedení společně se vznikem poškození kvůli nesprávnému návrhu mají velký vliv na náklady spojené s případnými opravami a sanacemi, které jsou velice obtížně předběžně vyčíslitelné. V současné době se uvažuje návrhová životnost podzemních staveb minimálně 100 let (viz Obr. 3).



Obr. 3: Životní cyklus segmentového ostění mechanizovaně řazených podzemních staveb

2 Cíle disertační práce

V následujících kapitolách jsou uvedeny základní cíle této disertační práce, které byly stanoveny vedoucím práce.

2.1 Vytvořit publikaci o segmentovém ostění

Jak je popsáno v předchozí kapitole 1 *Předmluva disertační práce* v České republice zatím neexistuje ucelená studie, zabývající se čistě segmentovým ostěním. Proto je jedním z hlavních cílů této disertační práce vytvořit česky psanou publikaci, která poskytne dostatek teoretických i praktických informací k problematice segmentového ostění. Měla by být doplněna názornými obrázky a schémata, sestavena systematicky přes celý životní cyklus ostění a napsána srozumitelně tak, aby byla použitelná jak pro vědecký okruh tak pro laickou veřejnost. Doporučené je čerpat zkušenosti a informace ze zahraničních zdrojů.

Práce bude určena:

- studentům a pedagogům, kteří se s danou problematikou seznamují, případně plánují rozvíjet některou z oblastí segmentového ostění ve své další práci
- projektantům, kteří mají za úkol návrh geometrie a prostorového uspořádání segmentového ostění se všemi souvisejícími detaily
- statikům, kteří provádí analýzu a posudek jednotlivých prvků segmentového ostění
- výrobním prefabrikátům, které připravují produkci segmentového ostění
- realizačnímu týmu zhotovitele, aby pochopil souvislosti a seznámil se se základními principy působení segmentového ostění, technologiemi, výrobky a materiály používanými pro jeho výrobu
- tým objednatel (správce stavby, asistenti správce stavby), který zakázku nejprve před samotnou realizací připravuje a následně dohlíží na kvalitu prováděných prací na stavbě

2.2 Analyzovat prostorové chování segmentového ostění

Druhým hlavním cílem této disertační práce je prozkoumat vliv prostorového chování segmentového ostění na jeho výsledné namáhání a přetvoření. Hlavním úkolem je zohlednit ve výpočtu vliv podélných a příčných spojů mezi jednotlivými prvky ostění. Nejprve je potřeba seznámit se s historickými metodami návrhu segmentového ostění, pochopit jejich základní logiku a případná omezení. Poté je možno hledat další způsoby a metody návrhu.

2.2.1 Podélný spoj

Prvním krokem je zaměřit se na zavedení vlivu podélného spoje mezi sousedními segmenty v rámci jednoho prstence ostění. Výchozí pro analýzu jednotlivých fází působení pří-
mého podélného spoje jsou výsledky laboratorních pokusů dle *Hordijk a Gijsbers (1996)*. Rotační tuhost spoje při ohybovém namáhání je podle nich značně nelineární. To je způsobené především tím, že spoj neumožňuje přenos tahových namáhání. Na základě experimentálních závislostí ohybového momentu a relativního úhlu natočení lze chování podélného spoje rozdělit do několika fází. Klasické historické teorie zavádí pouze dvě stadia působení – fáze uzavřeného a otevřeného podélného spoje. Uvažují pouze s lineárním působením betonu a nezohledňují vliv překročení tlakové pevnosti v krajních vláknech betonového průřezu.

Cílem disertační práce je sestavit scénáře postupného vývoje napjatosti v podélném spoji a rozšířit na jejich základě analytické vztahy pro stanovené rotační tuhosti přímého podélného spoje při zavedení bilineárního pracovního diagramu betonu s lineárním změkčením. Tyto vztahy je třeba přes všechny fáze působení sdružit a vytvořit jednoduchou aplikaci, která při zadání základních parametrů úlohy pomůže uživateli určit průběhy závislosti ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje a z nich i číselné hodnoty rotační tuhosti spoje.

Platnost těchto odvozených vztahů a rovnic je třeba ověřit. Jako vhodné se k porovnání výsledků nabízí numerické modelování pomocí metody konečných prvků. Dalším cílem práce je provést srovnávací numerické výpočty a testovat podobnost obou metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje.

Každý výpočetní software je trochu odlišný a nabízí uživateli určité možnosti modelování konstrukce. Existuje více způsobů, jak zavést do numerického modelu nelineární rotační tuhost podélného spoje? Jaké to jsou? Jak stanovit jejich výpočtové parametry? Jakou zvolit číselnou hodnotu rotační tuhosti? Jaké jsou mezi jednotlivými metodami rozdíly ve výsledném namáhání ostění? Odpovědi na tyto otázky jsou dalším úkolem této disertační práce. Cílem je vytvořit univerzální seznam metod, jak podélný spoj do výpočtu zavést.

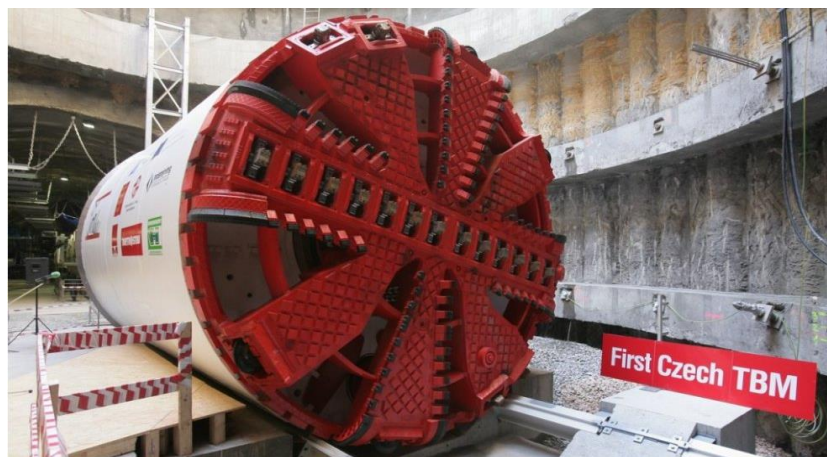
2.2.2 Příčný spoj

Díky velmi časté neprůběžnosti podélných spojů segmentového ostění a vysokým silám štítových lisů, které v příčných spárách vyvolávají tření, je důležité zavést tento vliv do numerického modelu a stanovit míru prostorové redistribuce namáhání segmentového ostění. Každý prstenec má díky rozdílnému uspořádání podélných spojů po svém obvodu tendenci deformovat se rozdílně než svůj soused. Těmto deformacím je ale ve většině případů bráněno a tím vzniká prostřednictvím spojovacích sil v příčných spojích interakce mezi sousedními prstenci ostění. Je zřejmé, že vzájemné spolupůsobení ovlivňuje též tvar příčného spoje a použité spojovací prvky.

Posledním cílem disertační práce je provést komplexní 3D analýzu segmentového ostění s neprůběžnou podélnou spárou a stanovit vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění na průběhy ohybového namáhání a deformace segmentového ostění. Vyšetřeny by měly být zároveň oba limitní případy, kdy jsou od sebe sousední prstence dokonale odděleny (bez vzájemné interakce) a kdy jsou spojeny tuze. Reálné chování segmentového ostění pak bude pravděpodobně ležet někde mezi těmito dvěma okrajovými případy.

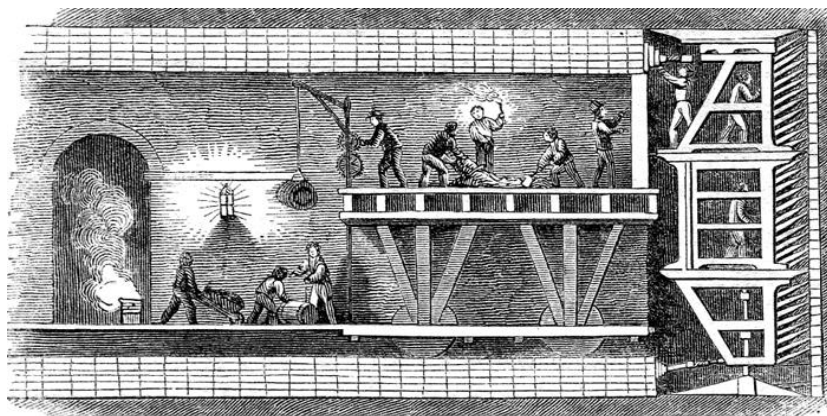
3 Úvod do oblasti mechanizovaného tunelování

Současným trendem výstavby podzemních staveb je mechanizované tunelování. Největší rozvoj této metody probíhá ve východní Asii (především Japonsku), ve střední Evropě (hlavně Německo a Anglie) a v severní Americe. Mechanizované tunelování za pomoci štítů (viz Obr. 4) umožňuje stavbu liniových podzemních staveb, v případě velmi nízkého nadloží, v nestabilních zeminách i pod hladinou podzemní vody, s minimálním sedáním povrchu terénu a ovlivněním konstrukcí a staveb nad tunelem. Překonány mohou být poruchové zóny i stabilní pevné horniny. Má proto velice široký rozsah případných aplikací v rozličných geologických podmínkách.



Obr. 4: První český „novodobý“ tunelovací stroj (First Czech TBM – první český tunelovací stroj) (výstavba prodloužení metra V.A v Praze (<https://imaterialy.dumabyt.cz/files/files/ZZZ201103/tbm1.jpg>))

O historickém vývoji v této oblasti se lze dočíst podrobně v řadě publikací, příkladem může být (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 16-23) nebo (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 7-11). První štít sestavil Sir Marc Isambudur Brunel již v roce 1825 pro ražbu tunelu v Londýně pod Temží (viz Obr. 5).



Obr. 5: Historicky první nasazení ražby pod ochranou štítu v Londýně (https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9b/Thames_tunnel_shield.png)

Začátek vývoje moderních tunelovacích strojů, jak jsou známy nyní, sahá do druhé poloviny minulého století. V této době se současně rozvíjely také konvenční tunelovací metody jako například v České republice nejčastěji používaná NRTM – Nová rakouská tunelovací metoda. Její výhodou je především vysoká univerzálnost. Umí v průběhu ražeb reagovat na skutečně zastižené inženýrskogeologické podmínky různými způsoby zajištění horninového masivu. Naproti tomu tunelovací stroj musí být předem navržen a vyroben jen pro ražbu v určitých geologických podmínkách. Tunelovací stroje jsou ale v současné době na velmi vysoké úrovni a umožňují ražbu téměř v jakémkoli prostředí dle specifik konkrétního projektu a zhotovitele.

Mechanizované tunelování by ve své podstatě mohlo, ale v žádném případě nemělo nahradit konvenční tunelovací metody. Nabízí technicky možnou a v případě delších tunelových staveb ekonomicky výhodnou alternativu při ražbě v nepříznivých geologických podmínkách. Dosahuje pravidelně vysokých denních výkonů. Nasazuje se při nutnosti dodržení přísných limitů sedání povrchu terénu.

Nasazení mechanizovaného tunelování je praktické pouze tehdy, jestliže jsou výhody v co největší míře během výstavby zužitkovány a důsledky všech nevýhod důkladně zváženy již při návrhu podzemního díla. Zkušenosti ukazují, že u tunelů s menším příčným profilem může být nasazení štítů pro délku díla od 2000 m již z ekonomického hlediska výhodné a představuje variantu ke konvenčním metodám tunelování. V případě podzemních staveb s větším profilem výrubu nebo větší délkou je nasazení mechanického tunelování racionální a ekonomicky výhodnou volbou.

Základní výhody a nevýhody tohoto způsobu tunelování jsou shrnuty níže.

Výhody:

- + Možné dosažení vysokých denních výkonů, jež přináší zvýšení rychlosti výstavby
- + Minimální množství nadvýrubu
- + Nedochozí k negativním seismickým účinkům od trhacích prací
- + Nízká prašnost a hluk (v porovnání s nasazením trhacích prací)
- + Snížení vlivu ražeb na nadzemní výstavbu
- + Redukce dosahu poklesové kotliny
- + Zvýšení bezpečnosti pro pracovníky v podzemí
- + Snížení rizika ztráty stability výrubu (vzniku mimořádných událostí v podzemí i nadzemní zástavbě)
- + Ve většině případů environmentálně šetrná metoda (nevytváří se žádný nebezpečný odpad)
- + Ražba zásadně neovlivní hydrogeologické podmínky v okolí (při vodotěsném ostění)
- + Umožňuje použití ekonomicky přijatelného jednoplášťového ostění
- + Prefabrikace a možná kontrola kvality segmentů před zabudováním

Nevýhody:

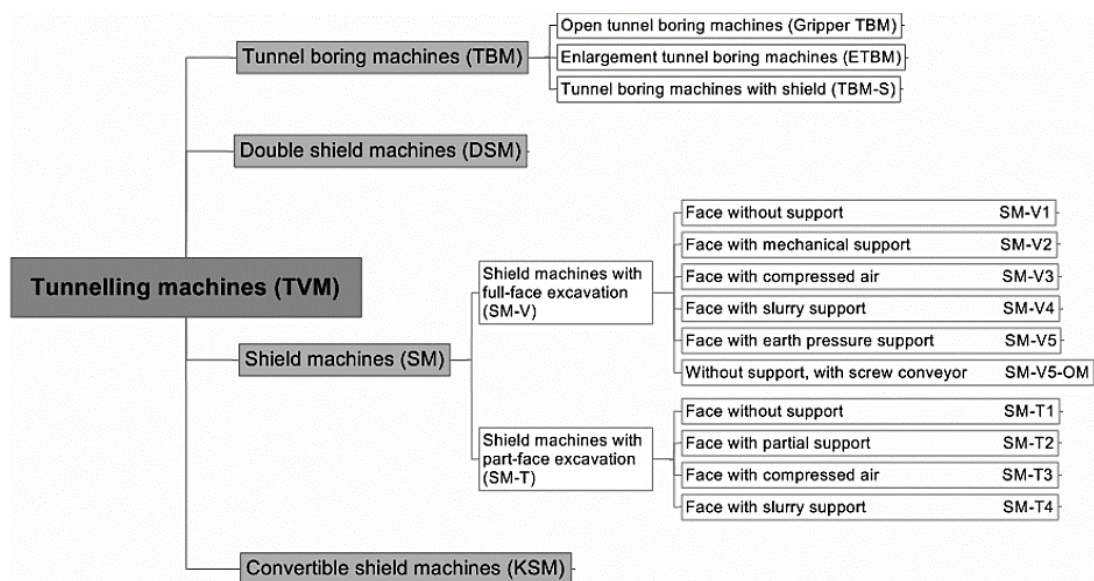
- Vysoká míra rizika v případě zastižení nepředvídaných geologických podmínek (nebo střídání více typů rozdílných hornin) – proto je pro správný návrh tunelovacího stroje nutné provést rozsáhlý inženýrskogeologický průzkum
- Značné časové nároky na návrh, výrobu a sestavení tunelovacího stroje
- Čas potřebný k seznámení posádky se strojem a proškolení
- Potřebný propracovaný plán zařízení staveniště a drahé následné vybavení pro provoz tunelovacího stroje (např. kalové hospodářství v případě SPB tunelovacích strojů a prostor pro skladování segmentového ostění)
- Konkurenceschopné většinou pouze pro delší liniové stavby
- Příčný řez je ve většině případů kruhový (kvůli kruhovému tvaru tunelu nevyužitý prostor ve spodní části tunelu)
- Vysoké náklady na pořízení stroje
- Obtíže při nutných změnách příčného profilu (např. rozšíření v místech nouzových zálivů atd.)
- Problematické otvírání tunelových propojek
- Ostění musí mimo běžné zatěžovací stavy odolávat ještě vysokému zatížení štítových lisů při postupu tunelovacího stroje

Důkladný průzkum horninového masivu je pro mechanizované tunelování zcela zásadní. Stále se lze setkat s případy, kdy si zhotovitel zvolí špatný typ tunelovacího stroje pro

3 Úvod do oblasti mechanizovaného tunelování

předpokládané geologické podmínky. V průběhu výstavby pak čelí nadměrnému sedání povrchu terénu, neočekávaně pomalému postupu výstavby, nadměrnému opotřebení rezných nástrojů a dalším defektům. Pro investora je podstatné, aby byl tunel postaven včas, v požadované kvalitě, za stanovenou cenu a s co nejmenším ovlivněním okolního prostředí. Úspěšné použití štítu vždy vyžaduje pečlivý návrh a zvládnutí obtížné logistiky na staveništi. Zkušenosti a know-how všech zainteresovaných stran jsou zásadní pro zdárný výsledek.

Základní rozdělení tunelovacích strojů, které bylo přijato i v České republice je vidět na Obr. 6. Vychází z doporučení *the German Committee for Underground Construction (DAUB)*, *the Austrian Society of Geomechanics (ÖGG)*, *the German Road and Traffic Research Society (FGSV)* a *the Swiss Association of Engineers and Architects (SIA)*. Dělení tunelovacích strojů je také detailně popsáno v (*CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 12-14*).



Obr. 6: Rozdělení tunelovacích strojů dle DAUB (*Tunnelling machines – tunelovací stroje, Tunnel boring machines – razicí stroje, Double shield machines – razicí stroje s dvojítm štítem, Shield machines – štíty, Convertible shield machines – konvertibilní štíty, Open tunnel boring machines – razicí stroje bez štítu, Enlargement tunnel boring machines – rozšiřovací razicí stroje, Tunnel boring machines with shield – razicí stroje se štítem, Shield machines with full-face excavation – štíty s plnoprofilovým pobíráním v čelbě, Shield machines with part-face excavation – štíty s postupným pobíráním v čelbě, Face without support – čelba bez pažení, Face with mechanical support – mechanicky podepřená čelba, Face with compressed air – Podepření čelby stlačeným vzduchem, Face with slurry support – podepření čelby bentonitovou suspenzí, Face with earth pressure support – podepření čelby lubrikovanou zeminou, Without support, with screw conveyor – čelba bez pažení s šnekovým dopravníkem, Face with partial support – částečně pažená čelba*) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 6)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 1-2); (Wittke, a kol., 2007, s. 3).

4 Smluvní problematika

Stejně jako u jakékoli jiné stavby je pro vztah mezi objednatelem a zhotovitelem rozhodující, zda je smlouva o dílo sestavená jednoznačně, spravedlivě a konkrétně postihuje co nejvíce možných scénářů, které se během výstavby mohou objevit. Se zmatečnou smlouvou se často pojí zvýšení nákladů, jak na straně objednatele, tak zhotovitele, či prodloužení doby výstavby. Je v zájmu obou smluvních stran, aby byla rizika rozdělena, dle typu kontraktu, co nejrovnoměrněji.

Tunely jako liniové dopravní stavby jsou obvykle zadávány jako veřejné zakázky. V České republice nejsou pro podzemní stavby standardizovány, žádné „domácí“ smluvní vzory. Nejčastěji se vychází z mezinárodních smluvních podmínek FIDIC (Fédération Internationale Des Ingénieurs-Conseils) s jednotlivými články, které jsou provázané, obsahují promyšlené návaznosti, přidělení rizik na obě smluvní strany, definici rozhodovacích postupů a řešení případných sporů, řízení všech změn, variací a claimů. Nasazení těchto smluvních vzorů naráží na problémy s neznalostí a nepochopením základních principů oběma účastníky řízení. Zároveň si každý objednatel doplňuje obecné smluvní podmínky tzv. zvláštními podmínkami, kterými může být v některých případech narušena základní filozofie smlouvy. České prostředí je v modifikaci smluvních vzorů velice specifické v negativním slova smyslu.

Pro podzemní stavby se používají nejčastěji základy z těchto dvou smluvních vzorů FIDIC (ty se obvykle označují podle barev knihy):

- Červený FIDIC (Red Book) – jedná se o tradiční smluvní vzor typu Design&Bid&Build
- Žlutý FIDIC (Yellow Book – projekty typu Desing&Build (Construction)



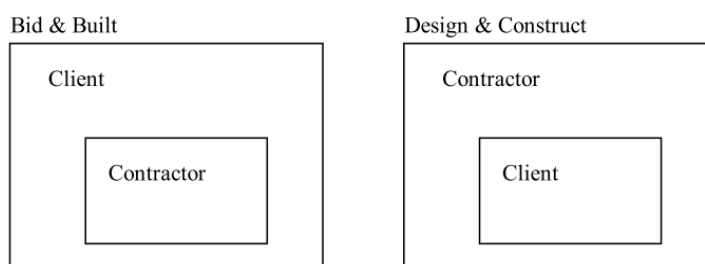
Obr. 7: Obálky základních dvou knih FIDIC, vlevo tzv. „červená kniha FIDIC“, vpravo „žlutá kniha FIDIC“ (<http://aggastudio.com/wp-content/plugins/images-thumbnail-sliderv1/imagestoscroll/CO-2%20Yell.jpg>)

Tyto smluvní vzory se liší především mírou přenesení rizik mezi jednotlivými smluvními stranami, způsobem stanovení ceny a odlišnou rolí projektanta. Na příkladu segmentového ostění budou vysvětleny základní principy obou typů smluv.

V případě výstavby podle vzoru červené knihy FIDIC zajistí zadavatel vytvoření návrhu segmentového ostění se všemi jeho detaily a konkrétními požadavky (na osazování, kontrolu, monitoring apod.). Zhotovitel na základě tohoto návrhu a požadavků specifikovaných klientem ocení jednotlivé položky soupisu prací a nabídne smluvní cenu. Červený FIDIC je měřený kontrakt. To znamená, že celé dílo je rozloženo na jednotlivé položky soupisu prací, které jsou dále stanoveny svým množstvím. Zhotovitel v nabídce oceňuje jednotlivé položky a stanovuje výslednou cenu díla. Objednatel se dle této ceny a dalších kritérií rozhodne, který zhotovitel v soutěži zvítězí. Za správnost projektové dokumentace se všemi potřebnými detaily pro realizaci ale odpovídá a nese rizika s tím spojená objednatel (viz Obr. 8 vlevo). Fakturuje se

postupně v průběhu výstavby skutečně provedené množství prací dle vysoutěžených jednotkových cen.

Při použití smluvního vzoru dle žluté knihy FIDIC je situace zcela odlišná. Zadavatel specifikuje pouze základní kritéria týkající se segmentového ostění, účel, rozsah díla a použití konkrétních standardů, které musí dílo splňovat. Zhotovitel, respektive projektant zhotovitele, pak vytvoří soutěžní návrh segmentového ostění, který se stane součástí nabídky a na jeho základě je nabídnuta výsledná cena za dílo. Probíhá tzv. soutěžní dialog. V případě neúspěchu v soutěži je tento náklad nepokrytý. Žlutý FIDIC se naceňuje jednou (paušální) cenou za celý stavební celek nebo jednotlivé stavební objekty. Objednatel se rozhodne podle dodaných soutěžních návrhů (jednotlivých technických řešení účastníků soutěže), ceny za dílo a dalších kritérií, který zhotovitel v soutěži zvítězí. Za projekt a jeho možné optimalizace a změny je tedy zodpovědný zhotovitel a nese většinu těchto rizik (viz Obr. 8 vpravo). Fakturace probíhá dle smluvně stanoveného harmonogramu plateb, podle vývoje nákladů v čase. Riziko změny množství v tomto případě nenese objednatel.



Obr. 8: Odpovědnost za projekt a míra rizika (Client – zákazník (investor), Contractor – dodavatel (zhotovitel), Bid&Built – kontrakt dle červené knihy FIDIC, Design&Construct – kontrakt dle žluté knihy FIDIC) (Blom, 2002a, s. 4)

Ve smlouvě by mělo být přesně popsáno, která rizika nese objednatel a která zhotovitel. Míra odpovědnosti za projekt ovlivňuje často nabídkovou cenu. V případě kontraktu dle žlutého FIDICu nese více rizik zhotovitel. Proto nabízí provedení díla ve srovnání se stejným projektem dle červeného FIDICu obvykle za vyšší cenu. V této ceně jsou také zohledněny budoucí projekční práce.

K úpravě ceny díla nebo doby výstavby může u obou knih dojít na základě dodatečných nároků (tzv. claimů) a změn. Každý smluvní vztah by měl definovat přesný postup, kterým se mají všechny případné změny díla vypořádat. V případě podzemních staveb je vždy velká nejistota ve vstupních údajích. I při sebelepším průzkumu je například rozptýl vlastností horninového masivu značný. Ke změnám tak dochází pravidelně. Riziko základové půdy by mělo být rizikem objednatele. U podzemních staveb tak běžně dochází k tomu, že je výsledná cena za dílo odlišná od vítězné nabídkové ceny v rámci veřejné soutěže.

Během výstavby závisí angažovanost objednatele na typu smluvního kontraktu. Četnost inspekcí a kontrol stavby roste, pokud se vztah blíží více k červenému FIDICu, kdy zadavatel kontroluje přesné dodržení (své) projektové dokumentace a všech požadavků. V případě žlutého FIDICu je sledováno pouze dodržení základních požadavků objednatele. Záruční doba dosahuje maximálně několika desítek let. To je v porovnání celkové doby životnosti podzemní stavby zanedbatelné období. Proto riziko plynoucí z dlouhodobého chování díla nese vždy objednatel.

Základním cílem vybalancované smlouvy mezi objednatelem a zhotovitelem je, aby byly obě smluvní strany spokojené. Klient chce dodat dílo v požadované kvalitě, za stanovenou cenu a v daný čas. Zhotovitel chce dodat dílo s co největším profitem, bez nutných budoucích oprav a reklamací.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 39-43); (Blom, 2002a, s. 3-4).

5 Základní principy a postupy mechanizovaného tunelování pomocí štítů

Základním principem tunelování pomocí štítu je vtláčování válcové ocelové konstrukce štítu s kontinuálním rozpojováním a odebráním odtěženého materiálu z čelby. Štít funguje jako dočasná podpora horninového masivu. Zajišťuje stabilitu odtěženého prostoru, dokud není instalováno dočasné podepření výrubu nebo definitivní tunelové ostění. Štít musí odolávat zatížení okolního horninového masivu a zadržet podzemní vodu.

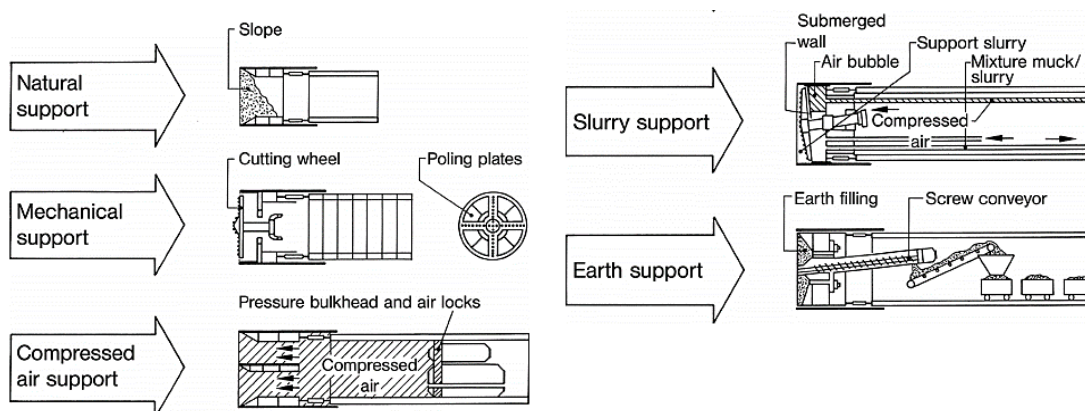
Příčný profil tunelů ražených mechanizovaně bývá obvykle kruhový. Ve východní Asii se lze setkat i s ražbou obdélníkového profilu (viz Obr. 9 vlevo) a například při výstavbě stanic podzemní dráhy, pokud jsou dostatečně dlouhé a mají být raženy mechanizovaně, i profilu složeného (viz Obr. 9 vpravo).



Obr. 9: Vlevo příklad štítu pro pravoúhlé profily; vpravo tvar štítu pro ražbu například stanic metra (http://www.jimt.co.jp/en/img/product/06/06_02.jpg, http://www.creg-germany.com/content/produkte/tunnel_boring_machines/special_application_tbm/05.jpg)

Příčný profil tunelu je zabezpečen štítem. V případech, kdy nemá čelba dostatečnou stabilitu, je nutné provést i určitá opatření pro její zajištění v závislosti na zastižených geologických a hydrogeologických podmínkách. Obecně se lze setkat s pěti základními způsoby zajištění čelby, jak je vidět na Obr. 10:

- Čelba bez podepření v případě stabilních hornin (natural support)
- Čelba zajištěna mechanicky (mechanical support)
- Čelba zajištěna pomocí stlačeného vzduchu (compressed air support)
- Čelba podepřena suspenzí (slurry support)
- Čelba zajištěna vytěženým materiálem (earth support)



Obr. 10: Metody zajištění čelby proti tlaku horninového masivu a podzemní vody (Slope – svah, Cutting wheel – řezná hlava, Poling plates – podpůrné desky, Pressure bulkhead and air locks – tlaková přepážka s dekompresní komorou, Compressed air – stlačený vzduch, Submerged wall – zanořená stěna, Air bubble – vzduchová bublina, Support slurry – podpůrná bentonitová suspenze, Mixture muck slurry – směs suspenze se zeminou, Earth filling – prostor vyplněný zeminou, Screw conveyor – šnekový dopravník) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 4)

Možnost souvislého podepření čelby představuje největší výhodu oproti konvenčnímu způsobu tunelování. V kontrastu k ostatním tunelovacím metodám nabízí tunelování za pomoci štítu horninovému masivu okamžitou podporu ihned po provedení výrubu.

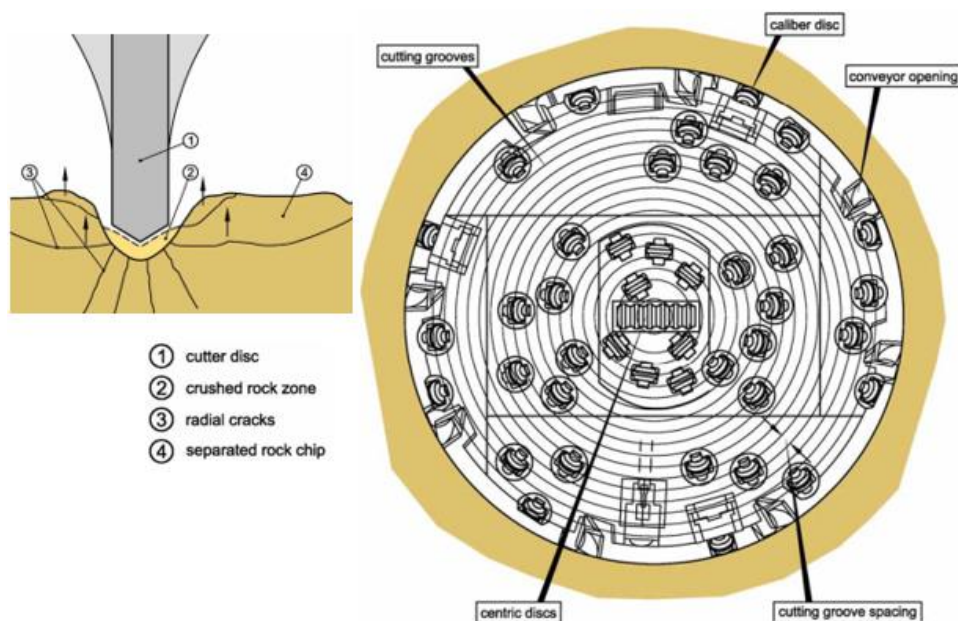
Další charakteristikou štítu, vedle způsobu podpory čelby, je metoda rozpojování horniny. Základní dělení je následující:

- Manuální rozpojování
- Mechanické rozpojování (částečné nebo plnoprofilové pobírání čelby)
- Vysokotlaké vodní rozpojování
- Extruze (vtlačování) plastických hornin do otvorů v čelní části štítu

Nejjednodušší proces manuálního rozpojování se v dnešní době u velkých staveb vůbec nepoužívá. Mechanické rozpojování hornin je nejobvyklejší. V případě postupného pobírání je čelba rozdělena do pracovních sekcí, v kterých probíhá těžba hornin pomocí hydraulických tunelových bagrů, fréz či impaktorů často spojených s vnitřní konstrukcí štítu. Ty mohou být řízeny buď manuálně operátory, nebo i automaticky. V závislosti na geologických podmínkách mohou být na plnoprofilové pobírání čelby použity různé typy řezných hlav (otevřené, uzavřené nebo paprskové razicí hlavy) vybavené určitými typy řezných nástrojů (viz Obr. 11). Rozlišujeme například valivá dláta, škrabky, řezné nože, jejich různé kombinace a modifikace. Použití konkrétních řezných nástrojů je úzce spjaté s předpokládanými geologickými podmínkami. Nejběžnější do skalních a poloskalních hornin jsou valivá dláta, která pohybem řezné hlavy vytváří na čelbě drážky (viz Obr. 12), v kombinaci s dláty a škrabkami



Obr. 11: Příklad řezných nástrojů pro tvrdé skalní horniny (<https://www.tunneltalk.com/images/East-Side-Access/TBM-cutterheads-dressed-to-resist-abrasive-ware.jpg>)



Obr. 12: Princip rozrušování horninového masivu valivými dláty (Cutter disc – valivé dláto, Crushed rock zone – porušený horninový masiv, Radial cracks – radiální trhliny, Separated rock chip – oddělený úlomek horniny) (Wittke, a kol., 2007, s. 26, s. 202)

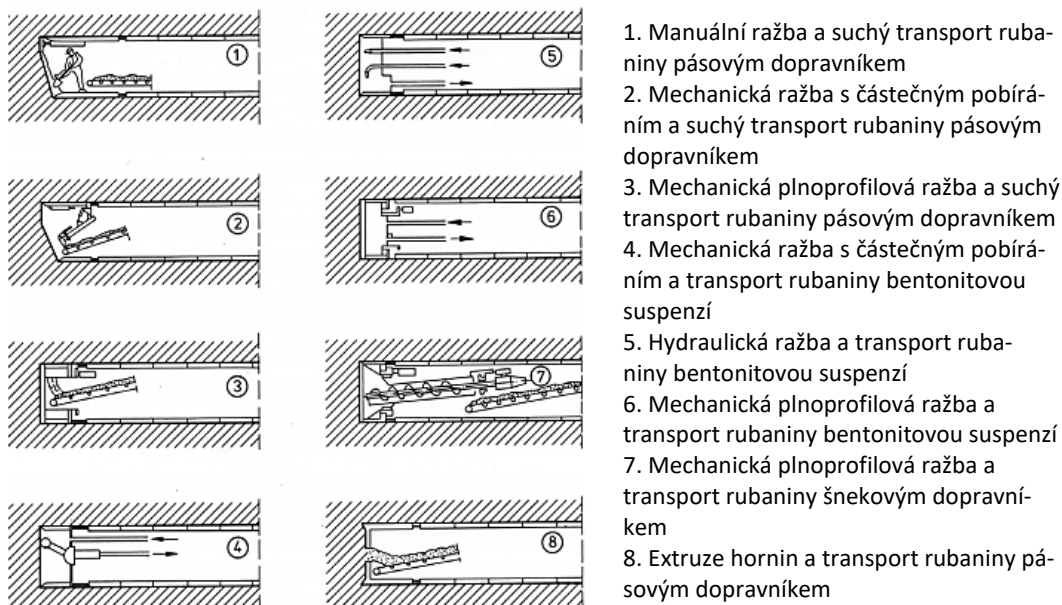
Dalším méně obvyklým způsobem je rozpojování hornin za pomoci vysokotlakých vodních trysek a těžba vtačováním plastických hornin do uzavíratelných otvorů v čelní části štítu za pomoci vysokého tlaku štítových lisů. Některé možné způsoby rozpojování hornin na čelbě jsou znázorněny na Obr. 13.

Odstranění odtěženého materiálu z čelby přes tělo štítu až na povrch terénu vyžaduje ve většině případů speciální transportní systém. Nejvhodnější způsob přesunu rubaniny je vždy úzce spjatý se zastiženými geologickými podmínkami, metodou rozpojování horniny a způsobem podepření čelby. Tyto faktory mají největší vliv na konzistenci a transportní vlastnosti rubaniny.

Základní varianty přepravy přes tělo štítu jsou následující (viz Obr. 13):

- suchý transport rubaniny
- transport tekuté suspenze potrubím
- transport lubrikované rubaniny šnekovým dopravníkem

Přeprava po délce tunelu probíhá nejčastěji za pomoci pásového dopravníku, převozem na kolejových vozících nebo čerpáním prostřednictvím trubního systému.



Obr. 13: Způsoby rozpojování hornin a možnosti transportu rubaniny z čelby (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 5)

Proces rozpojení horninového masivu a odtěžení rubaniny má na starosti obvykle osádka tunelovacího stroje, která čítá cca 10-15 pracovníků. Nejdůležitější roli má tzv. pilot stroje (anglicky shield driver), který je zodpovědný za prostorové vedení tunelovacího stroje dle navigačního systému umístěného spolu s dalšími systémy v řídicí kabině.

Posun štítu vpřed ve směru osy tunelu se současným tlakem na čelbu je zajištěn pomocí hydraulických štítových lisů, které jsou opřeny o již sestavené segmentové ostění. To znamená, že instalace definitivního ostění probíhá současně v těsné blízkosti čelby. Změna směru je realizována pomocí rozdílného tlaku skupin štítových lisů na již sestavené ostění. Kompatibilita štítových lisů s ostěním hraje často rozhodující roli při vzniku poškození jednotlivých segmentů.

Mimo vlastní proces ražby a prostorového vedení stroje je posádka zodpovědná za proces tlakové podpory čelby (v uzavřeném módu), přípravy rubaniny a její transport ven z podzemí. Veškeré činnosti jsou obvykle řízeny pomocí tzv. CBP (Controlled Boring Process).

Jedná se o systém (software), který v reálném čase kontinuálně vyhodnocuje veškerá data, sleduje všechny varovné stavy a informuje o nich posádku. Ta na ně pak může pružně reagovat a předejít například vzniku mimořádné události.

Výrub bývá nejčastěji zajištěn pomocí prefabrikovaných betonových prvků – segmentů. Existuje velké množství rozdílných typů, tvarů, použitelných materiálů, způsobů sestavování a těsnění jednotlivých segmentů. Ukládání segmentů spolu s obsluhou jeřábu, podavače segmentů a erektoru má na starosti dalších cca 5 pracovníků. Toto vše je v dalších kapitolách podrobně popsáno. Ostění je instalováno pod ochranou pláště štítu. Vždy vznikne volný prostor mezi ostěním a provedeným výrubem, který musí být co nejdříve důkladně vyplněn nebo zainjektován, aby spolu jednotlivé prvky ostění začaly staticky spolupůsobit a aby se předešlo rozvolňování horninového masivu a s ním spojeným poklesům na povrchu terénu. Injektáže řídí specializovaný operátor injektážního zařízení, který sleduje injektážní tlaky a množství injektážní směsi vyplňující mezeru za ostěním.



Obr. 14: Celkový pohled na tunelovací stroj (štít EPB spolu se závěsem) použitý při výstavbě tunelu Crossrail v Londýně (<http://www.crossrail.co.uk/construction/tunnelling/meet-our-giant-tunnelling-machines/>)

Tunelovací stroj může být rozdělen na dvě základní části: štít v těsné blízkosti čelby a závěs tunelovacího stroje. Součástí štítu je řezná hlava s jejím pohonem elektromotory, odtěžovací komora, tlaková přepážka (komora), která umožňuje provádět údržbu a opravy řezné hlavy, hydraulické lisy pro posun štítu vpřed, dopravník rubaniny a vlastní tělo štítu. Závěs razicího stroje je tvořen jednotlivými připojenými návěsy taženými strojem. Návěsy jsou ve tvaru konstrukce mostu tak, aby byla umožněna přeprava a montáž segmentového ostění ve spodní části stroje. Závěs se skládá z velkého množství technologických součástí v závislosti na typu razicího stroje např. řídicí kabiny, trafostanic a rozvodových skříní, pásových dopravníků, ventilačního zařízení, napájecího kabelového vedení, vodovodního a odpadního potrubí, potrubí se stlačeným vzduchem atd.

Některé technologie je nutné v průběhu postupu stroje postupně prodlužovat. Nezbytné je také nastavovat kolejnice, po kterých se pohybuje závěs. Ty bývají často upevněny k sestavenému segmentovému ostění.

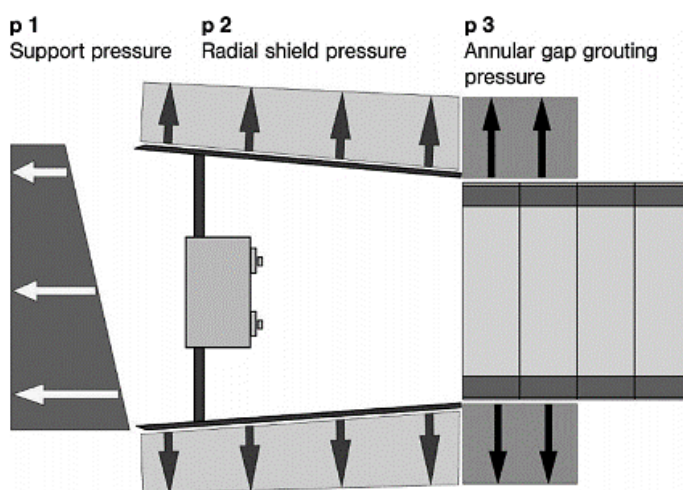
Jednotlivé technologie jsou vyvedeny na povrch a napojeny např. na míchací centrum pro výplňovou injektáž, chladicí zařízení, vodovodní přívaděč, odkalovací jímky apod. umístěné na zařízení staveniště.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 3-5); (Wittke, a kol., 2007, s. 3-4, s. 24-29); (Barták, a kol., 2011, s. 96-114); (Metrostav ©2019); (De Waal, 1999, s. 5-8).

6 Interakce štítu a okolního horninového masivu

Hlavním úkolem konstrukce štítu je fungovat jako mobilní opora horninového masivu a spolehlivě ho podepírat až do chvíle, než je sestaveno provizorní či definitivní ostění. Z hlediska bezpečnosti ražby a stability horninového masivu se doporučuje, aby byla minimální výška nadloží přibližně stejná, jako průměr tunelu. Pokud tomu tak není, je třeba provádět speciální dodatečná stabilizační opatření. V případě vedení dvou tunelových trub vedle sebe se za vzdálenost, kdy již není třeba uvažovat vzájemné ovlivnění, považuje délka větší než průměr tunelu.

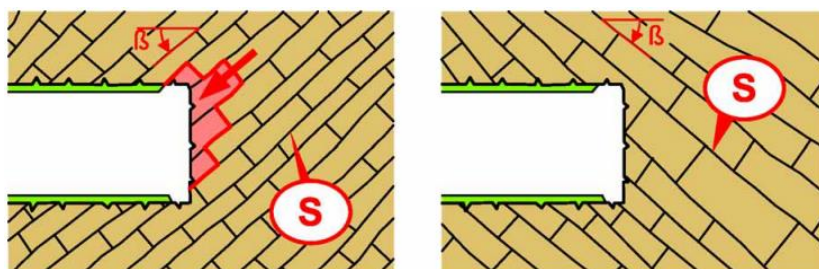
Štít musí odolávat horninovým tlakům a udržovat podzemní vodu vně tunelu, je-li to třeba. Deformace jsou vždy důsledkem určité redistribuce napjatosti a alterace pórového tlaku. Aby se předešlo nechtěnému sedání na povrchu terénu, je nutné v zastavěném území poskytnout horninovému masivu podporu okamžitě po provedení výrubu. Aktivní podporou čelby, stabilizací horniny na bočních stranách štítu a výplní volného prostoru za štítem (viz Obr. 15) mohou být omezeny deformace na povrchu terénu až do požadovaných hodnot.



Obr. 15: Podpora horninového masivu v případě mechanizovaného tunelování (Support pressure – podpora čelby, Radial shield pressure – radiální podpora výrubu v místě štítu, Annular gap grouting pressure – tlak výplňové injektáže) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 25)

6.1 Podpora čelby

Existuje více způsobů, jak zajistit stabilitu čelby v závislosti na typu tunelovacího stroje a zastižených geologických podmínkách. Pro výběr optimálního způsobu se musí vzít v úvahu potřebná maximální velikost podpůrného tlaku, vlastnosti horninového masivu, požadavky na sedání na povrchu terénu, procesní, ekonomické a všechny další související aspekty. Prvním krokem by vždy měla být analýza stability čelby s výpočtem stanovení potřebného tlaku. Stabilita čelby je ovlivněna orientací ploch nespojitosti (viz Obr. 16) nebo také krasovými jevy. Moderní tunelovací stroje bývají vybaveny geofyzikálními monitorovacími systémy či zařízeními na tvorbu předstihových průzkumných vrtů, které jsou schopny všechny diskontinuity a změny geologického prostředí včas identifikovat.



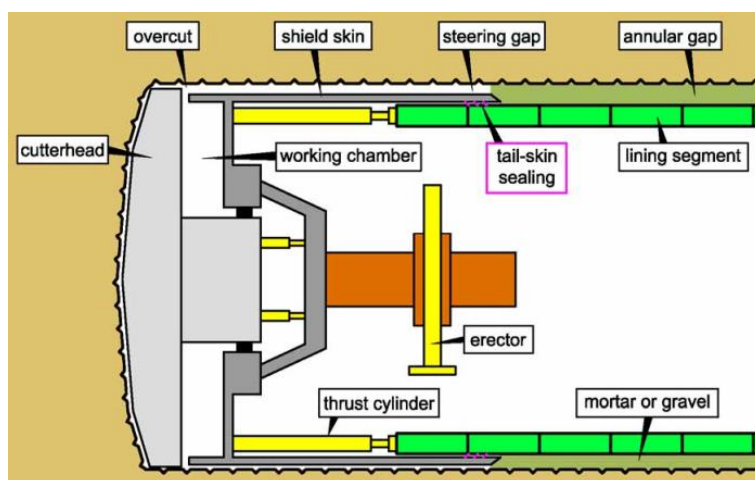
Obr. 16: Vlevo nepříznivá orientace ploch nespojitosti, vpravo příznivá (Wittke, a kol., 2007, s. 146)

6.1.1 Čelba bez podepření

V zahraniční literatuře označovaná jako „natural support“. To znamená, že je čelba po provedení výrubu ve stabilním rovnovážném stavu a nejsou potřeba žádné aktivní opatření pro zajištění její stability. Předpokladem jsou dostatečné únosné zeminy nebo horniny s vysokými pevnostními parametry. V případě štítů o větších profilech je čelba často rozdělena mezilehlými vodorovnými přepážkami, aby se omezil dosah přirozeného kužele rubaniny směrem dovnitř štítu. V případě tunelování pod hladinou podzemní vody musí být čelba vždy aktivně zapažena.

6.1.2 Čelba podepřena mechanicky

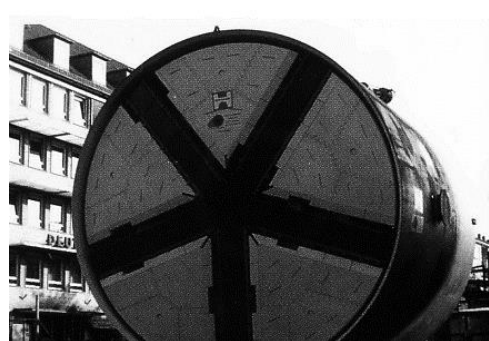
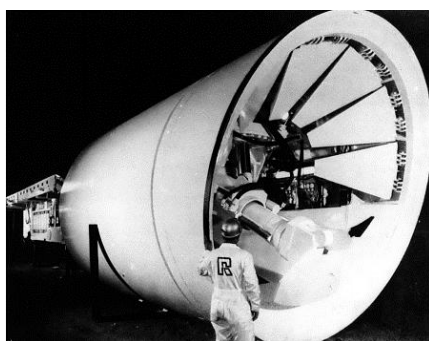
Základní schéma štítu s mechanicky podepřenou čelbou a pojmenování jednotlivých částí je vidět na Obr. 17.



Obr. 17: Schéma štítu s mechanicky podepřenou čelbou (Cutterhead – řezná hlava, Overcut – nadvýlom, Shield skin – plášť štítu, Steering gap – mezera nutná pro řízení stroje, Annular gap – prostor za ostěním, Working chamber – pracovní komora, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Lining segment – segmentové ostění, Erector – erektor, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar or gravel – výplňová injektáž nebo šterk) (Wittke, a kol., 2007, s. 10)

V případě částečného pobírání čelby jsou k jejímu mechanickému podepření užívány nejčastěji flexibilní ocelové otočné desky (viz Obr. 18 vlevo), které jsou hydraulicky přitlačovány k čelbě a tím udržují její stabilitu. Část čelby, kde právě probíhá ražba je vždy odhalena.

Uzavřené řezné hlavy jsou užívány při plnoprofilovém pobírání čelby. Poskytují posádce ochranu před padajícím rozvolněným horninovým masivem. Z hlediska statických výpočtů není správné uvažovat jakýkoli podpůrný účinek těchto rotujících řezných hlav v průběhu ražby. Ani kontaktní síly řezných nástrojů nemají být do výpočtu zahrnuty. Řezné hlavy tvaru ventilátoru s pružně uloženými ocelovými deskami (viz Obr. 18 vpravo) se v praxi moc neosvědčily. Jsou náchylné k defektům.



Obr. 18: Vlevo štít s částečnou mechanickou podporou čelby; vpravo řezná hlava s celoplošným mechanickým podepřením (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 27)

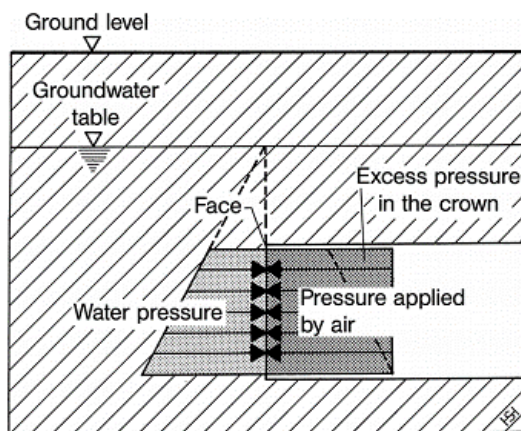
Jestliže je tunel pod hladinou podzemní vody a horninové prostředí je propustné, samotná mechanická podpora čelby je nedostatečná a musí být doplněna dodatečnými opatřeními, aby zadržela vodní přítoky (například podporou tlakového vzduchu) nebo je nahrazena jinou vhodnější technologií (viz podkapitoly dále).

6.1.3 Čelba podepřená stlačeným vzduchem

Efektivní způsob, jak udržet přítok podzemní vody do díla, je s pomocí stlačeného vzduchu, který ale neposkytuje čelbě dostatečnou podporu proti účinkům horninového tlaku. Často je tento způsob aktivní podpory čelby kombinován s tunelovacími stroji s částečným pobíráním čelby a mechanickou oporou.

Základní princip je znázorněn na Obr. 19. Tlak podzemní vody lineárně narůstá s rostoucí vzdáleností od hladiny podzemní vody. Na volném povrchu je hydrostatický tlak nulový. To ale neplatí v případě artézské (napjaté) vody, kde může s hloubkou narůstat od nenulové hodnoty. Aby bylo přítoku vody do podzemního díla zamezeno, je nutné, aby tlak stlačeného vzduchu byl minimálně stejný nebo větší než největší zastižený tlak podzemní vody na čelbě (obvykle v nejnižším místě u dna tunelu).

Tlak stlačeného vzduchu působí vždy na čelbu rovnoměrně. Výsledkem toho je překročení velikosti vodního tlaku v nejvyšším místě tunelu (ve vrcholu klenby), které vede k možným únikům stlačeného vzduchu a následnému poklesu tlaku na čelbu. Jestliže je tunel mělký a nadloží nízké, hrozí riziko náhlé ztráty tlaku vzduchu tzv. blowout a velkých přítoků do podzemního díla. Řešením může být umělé snížení hladiny podzemní vody nebo snížení propustnosti zemin v předstihu injektážemi, těsněním nebo zmrazováním. Dalším možným způsobem je snížení podpůrného tlaku vzduchu a v jeho důsledku nutnost čerpání podzemní vody ven z tunelu.



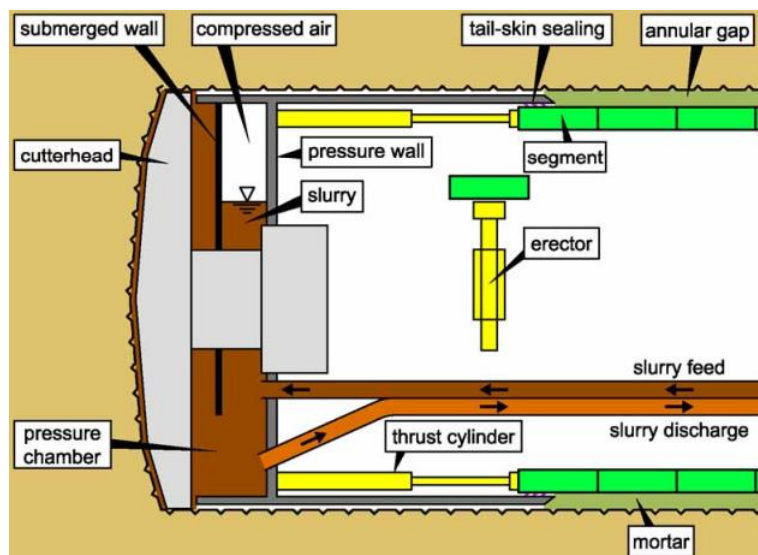
Obr. 19: Princip podpory čelby stlačeným vzduchem (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Face – čelba, Pressure applied by air – tlak vyvolaný vzduchem, Excess pressure in the crown – přebytek tlaku u koruny tunelu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 28)

Se zvětšující se propustností zemin nad hodnotu $k = 10^{-4}$ m/s je použití zajištění čelby stlačeným vzduchem velice obtížné, protože může vzduch díky relativně velkým pórům snadno vytlačovat vodu a tím unikat na povrch. Vždy je proto doporučeno razit tunel s tlakovou podporou čelby stlačeným vzduchem s dostatečnou výškou nadloží v co nejméně propustných horninách. Lze se setkat s případy, kdy je stlačený vzduch použit pro účely údržby řezných nástrojů tunelovacího stroje. Čelba bývá zastříkána bentonitovou suspenzí. Ta vytvoří určitou membránu, která brání nechtěným únikům vzduchu. Při zvýšení tlaku vzduchu na čelbu mohou být tímto způsobem částečně vyrovnány i zemní tlaky.

Štíty s tlakovou podporou čelby stlačeným vzduchem se označují jako APB Shields (Air Pressure Balance Shields).

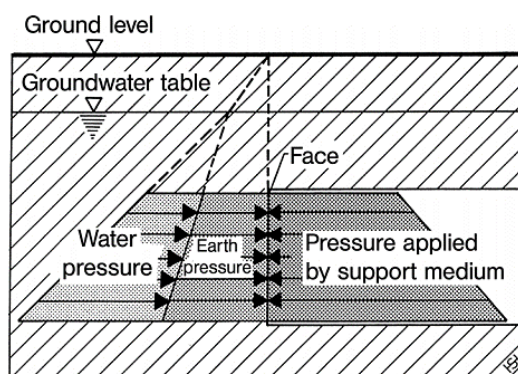
6.1.4 Čelba podepřená suspenzí

V tomto případě je čelba zajištěna natlakovanou kapalnou suspenzí. Základní schéma stroje s popisem jednotlivých částí je možné vidět na Obr. 20. Výhodné je použít tento typ podepření čelby v hrubozrnném prostředí, kde je třeba překonat vysoké tlaky podzemní vody.



Obr. 20: Schéma štítu s čelbou podepřenou suspenzí (Cutterhead – řezná hlava, Submerged wall – ponořená stěna, Pressure chamber – tlaková komora, Compressed air – natlakovaný vzduch, Pressure wall – tlaková přepážka, Slurry – bentonitová suspenze, Erector – erektor, Segment – segment, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Annular gap – prostor za ostěním, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar – výplňová injektáž, Slurry feed and discharge – přívod bentonitové suspenze a odvod bentonitové suspenze s rubaninou) (Wittke, a kol., 2007, s. 17)

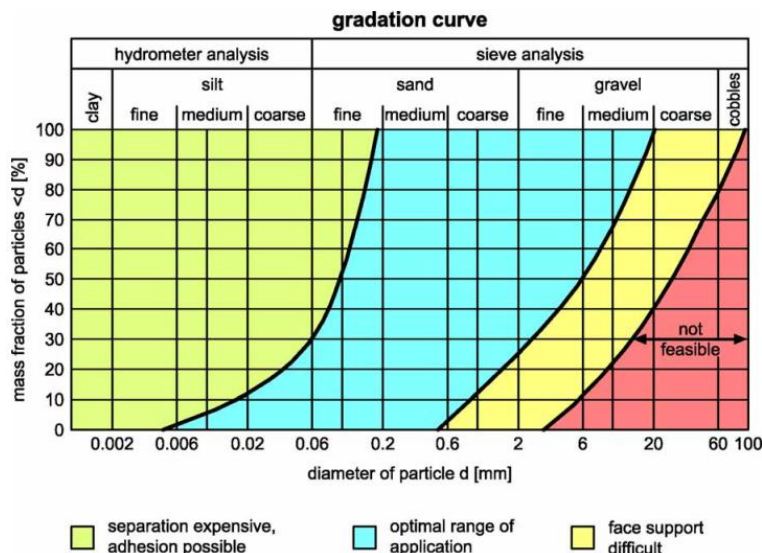
Princip působení štítu je znázorněn na Obr. 21. Výhodou je možnost vyrovnávat stejně dobře hydrostatické i zemní tlaky. V nepropustných jemně zrnitých zeminách lze použít i čistou vodu. Nejvhodnějším podpůrným médiem se ale osvědčila bentonitová nebo jílová suspenze, která se vyznačuje tixotropními vlastnostmi (má určitou počáteční odolnost proti přetváření). Nedoporučuje se používat pro zajištění jílu a siltů. Lze se setkat i se suspenzemi na bázi polymerů. Ty ale nejsou tixotropní.



Obr. 21: Princip podpory čelby suspenzí (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Earth pressure – zemní tlak, Face – čelba, Pressure applied by support medium – tlak podpůrného média) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 28)

Hustota suspenze je volena na základě předpokládaných geologických a zrnitostních podmínek zastižených hornin (viz Obr. 22). Pokud je propustnost materiálu malá a obsah bentonitu dostatečný, suspenze pronikne do zeminy, vytvoří spolu s ní tenkou membránu

tzv. filtrační koláč, utěsní čelbu a prostřednictvím zeminy utěsněné bentonitem je do horninového masivu přenášen podpůrný tlak. Tento proces je relativně krátký. Proběhne v řádu několik sekund. V případě hrubozrnných propustných materiálů nebývá membrána ani při vysokém obsahu bentonitu vytvořena. Bentonitová suspenze proniká hlouběji do zemního prostředí a vytvoří, díky svým tixotropním vlastnostem, zlepšenou oblast, která umožňuje přenášet určitá smyková napětí a aktivně tím zvyšovat stabilitu čelby. Pokud je ale zrnitost zemin tak vysoká, že začne podpůrné médium do prostředí samovolně pronikat a není dosaženo žádného stabilizačního efektu, je lepší navrhnout jiný způsob podpory čelby.



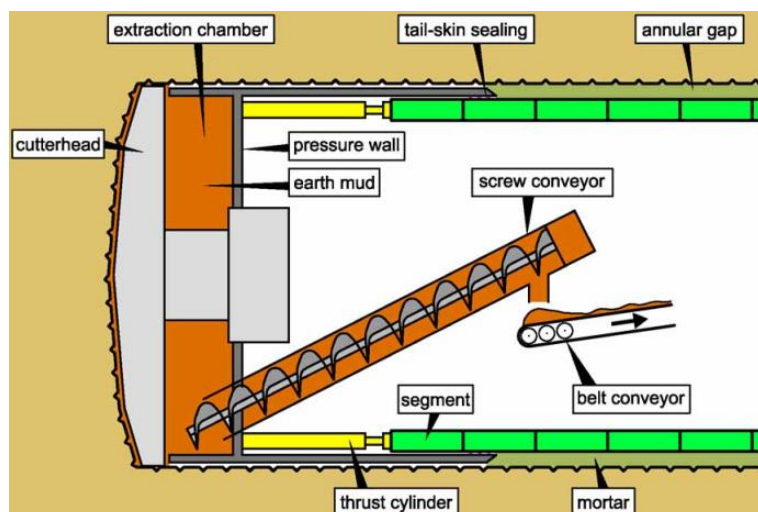
Obr. 22: Rozsah použití štítů s čelbou podepřenou suspenzí v závislosti na křivce zrnitosti (Gradation curve – křivka zrnitosti, Mass fraction of particles – hmotnostní podíl částic, diameter of particle – průměr jednotlivých zrn, Hydrometric analysis – hustoměrná zkouška, Sieve analysis – síťová zkouška, Clay – jíl, Silt – hlína, Sand – písek, Gravel – štěrk, Cobbles – valouny, Fine – jemný, Medium – středně zrnitý, Coarse – hrubý, Not feasible – nevhodné, Separation expensive, adhesion possible – nákladná ražba, vysoká přilnavost, Optimal range of application – optimální rozsah použití, Face support difficult – obtížné zajištění čelby) (Wittke, a kol., 2007, s. 19)

Podpora čelby bentonitovou suspenzí vyžaduje vysokou úroveň technických znalostí a zkušeností. Voda, která je vázána v suspenzi slouží jako podpůrné a poté i transportní médium. Potřeba je vybudovat na povrchu terénu rozsáhlé separační hospodářství určené k čištění bentonitové suspenze od rubaniny tak, aby mohla být opětovně využita.

Štíty s tlakovou podporou čelby suspenzí se označují jako SPB Shields (Slurry Pressure Balance Shields). V praxi se používají dva pojmy Slurry Shield a Hydro Shield (nebo také Mix Shield). V případě Slurry Shields je podpůrný tlak kontrolován pouze objemem pumpované suspenze k čelbě a množstvím odebrané suspenze s rubaninou. U Hydro Shields probíhá kontrola tlaku na čelbě prostřednictvím vzduchové bubliny (viz Obr. 20).

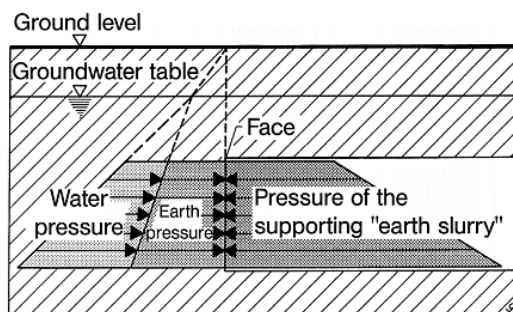
6.1.5 Čelba zajištěna vytěženým materiálem

Při ražbě je možné použít vytěžený materiál k aktivnímu zajištění čelby. Základní schéma stroje s popisem jednotlivých částí je možné vidět na Obr. 23. Tento typ stroje nalezne své uplatnění také v podmínkách střídající se kvality horninového masivu, ve zvětřalých horninách nebo tam, kde ražba probíhá s nízkým nadložím. Výhodou tohoto druhu podepření čelby je oproti natlakovanému vzduchu nebo bentonitové suspenzi snížení rizika úniku podpůrného média a náhlého kolapsu díky příznivě vysoké hustotě a viskozitě lubrikované zeminy.



Obr. 23: Schéma štítu s čelbou podepřenou vytěženým materiálem (Cutterhead – řezná hlava, Excavation chamber – pracovní komora, Pressure wall – tlaková přepážka, Earth mud – lubrikovaná zemina, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Annular gap – prostor za ostěním, Screw conveyor – šnekový dopravník, Belt conveyor – pásový dopravník, Segment – segment, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar – výplňová injektáž) (Wittke, a kol., 2007, s. 19)

Rubanina s přidavkem aditiv a lubrikantů (voda, bentonit, chemická aditiva, polymery, tenzidové pěny apod.) vytvoří „zemní zátku“, která poskytuje účinnou podporu čelbě. Zároveň je možné homogenizovat rubaninu, snižovat její smykové parametry a tím krouticí moment, nutný k rotaci řezné hlavy. Redukuje se lepivost k řezným nástrojům a šnekovému dopravníku. Vytěžený materiál působí takovým tlakem, aby vyrovnal síly od horninového masivu a podzemní vody působící proti němu (princip viz Obr. 24).

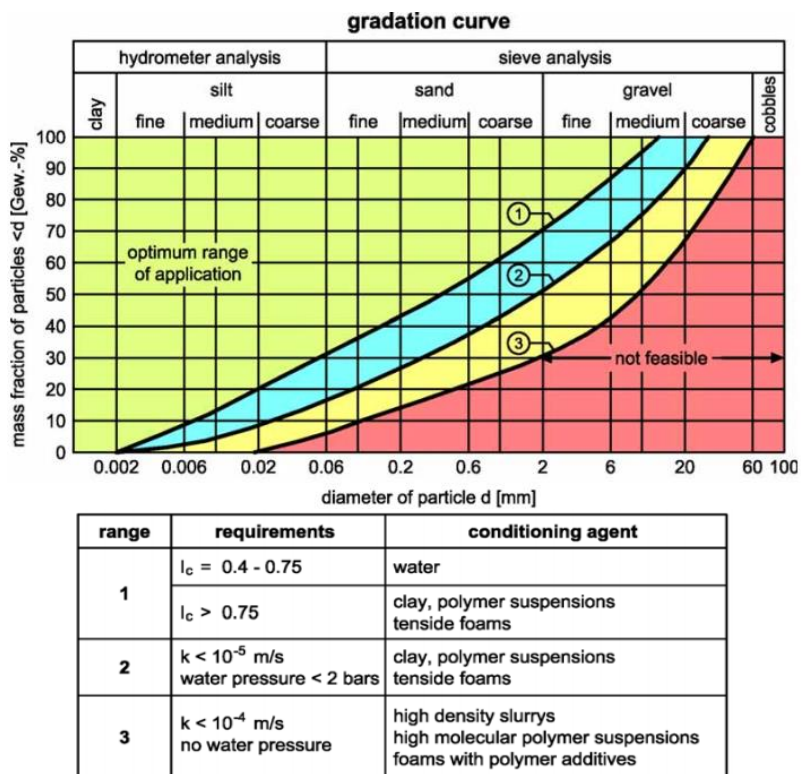


Obr. 24: Princip podpory čelby vytěženou zeminou (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Earth pressure – zemní tlak, Face – čelba, Pressure of the supporting „earth slurry“ – tlak lubrikované zeminy) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 32)

Tento princip dal jméno štítům s čelbou zajištěnou lubrikovanou zeminou – EPB Shield (Earth Pressure Balance Shield). V českých zemích se často označují také jako Zeminové štíty. V zahraničí tvoří EPB štíty cca 90 % všech, v současné době používaných, tunelovacích strojů. Jejich značnou výhodou oproti SPB štítům je, že není třeba na povrchu budovat rozsáhlé separační zařízení.

Princip zajištění čelby je obdobný jako v případě podepření čelby suspenzí. Jsou zde ale velké rozdíly ve způsobu kontroly tlaku na čelbu a transportu rubaniny. Lubrikovaná zemina je z čelby přepravována pomocí šnekového dopravníku. Regulací jeho otáček spolu s vážením rubaniny a hodnocením rychlosti postupu tunelovacího stroje může být měněn podpůrný tlak působící na čelbu.

Rozsah použití tohoto typu štítů společně s vhodným lubrikantem je na Obr. 25.

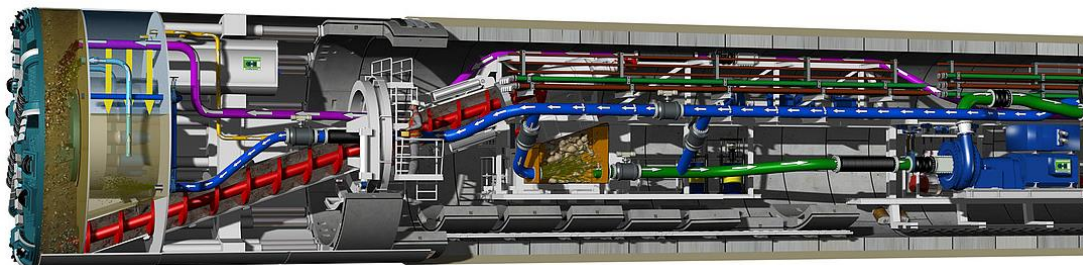


Obr. 25: Rozsah použití štítů s čelbou podepřenou lubrikovanou zeminou (překlad základních pojmů viz Obr. 22, Range – rozsah, Requirements – požadavky, Condition agent – lubrikant, Wter – voda, Clay – jíl, Polymer suspension – polymerová suspenze, Tenside foams – tenzidové pěny, High density slurries – vysokohustotní suspenze, High molecular polymer suspensions – vysokomolekulární polymery, Foams with polymer additives – pěny s přísadami polymerů) (Wittke, a kol., 2007, s. 22)

6.1.6 Konvertibilní stroje

V současné době je čím dál častější nasazení strojů, které umožňují kombinovat více způsobů zajištění čelby (tzv. Convertible Shields, Mix Shields nebo Multi-mode Shields). Ty umožňují změnu zajištění čelby v průběhu ražeb na základě proměnných geologických a hydrogeologických podmínek. Je možná téměř libovolná kombinace zajištění od tzv. Open Mode (ražba bez podpory čelby), přes Transition Mode (ražba s částečnou podporou čelby), až po tzv. Closed Mode (čelba aktivně pažena natlakovaným vzduchem, suspenzí, nebo lubrikovanou zeminou).

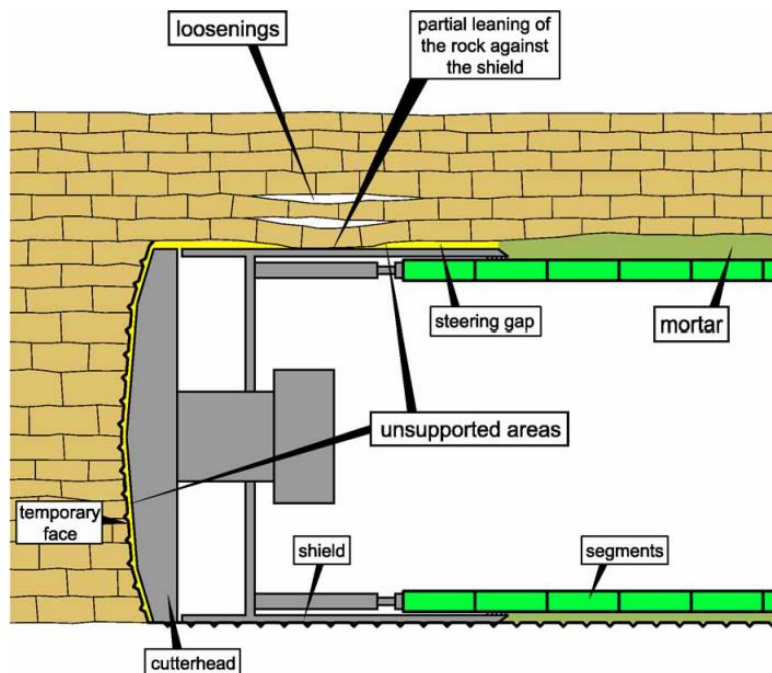
Změna z jednoho módu na druhý běžně trvá v řádu několika dní. Tyto prostroje je nutné uvážit při plánování průměrných postupů tunelování. Zároveň je značně omezen manipulační prostor uvnitř tunelu, s čímž je nutné při návrhu také počítat. Cena konvertibilních štítů také vyšší.



Obr. 26: Příklad tunelovacího stroje umožňující ražbu v otevřeném i uzavřeném módu (čelba může být podepřena suspenzí či lubrikovanou rubaninou) (https://www.herrenknecht.com/typo3temp/pics/VDM_Highres_datenblatt_b1180_06_fa9a04d593.1442322166.jpg)

6.2 Podpora horninového masivu po obvodě štítu

Mezi pláštěm štítu a hranicí výrubu je nutné vždy vytvořit určitou mezeru důležitou pro posun tunelovacího stroje a jeho prostorové vedení. Tento nutný technologický nadvýlom je zajištěn tím, že je průměr řezné hlavy větší než průměr pláště štítu (tzv. overcut) a díky určité konicitě štítu. Vysvětlení podává Obr. 28. Velikostí tohoto prostoru je možné řídit proces redistribuce napjatosti v okolí výrubu a tím i výsledné zatížení na tunelové ostění (proces tzv. „vydechnutí“ horninového masivů a vytvoření přirozené horninové klenby).



Obr. 27: Podpora horninového masivu v prostoru štítu (Unsupported area – nezajištěný prostor, Loosenings – rozvolnění, Partial leaning of the rock against the shield – částečné opření horninového masivu na plášť štítu, Temporary face – dočasná čelba, Cutterhead – řezná hlava, Shield – štít, Segments – segmenty, Steering gap – mezeru pro řízení stroje, Mortar – výplňová injektáž) (Wittke, a kol., 2007, s. 146)

Tělo štítu poskytuje podporu horninovému masivu po stranách výrubu. Dotlačení horniny na tělo štítu (viz Obr. 27) v závislosti na výšce nadloží, parametrech a míře rozpukavosti horninového masivu může vést ke značnému sedání na povrchu terénu a nebezpečí sevření štítu. Tělo štítu by ale každopádně na takovéto zatížení mělo být dimenzováno.

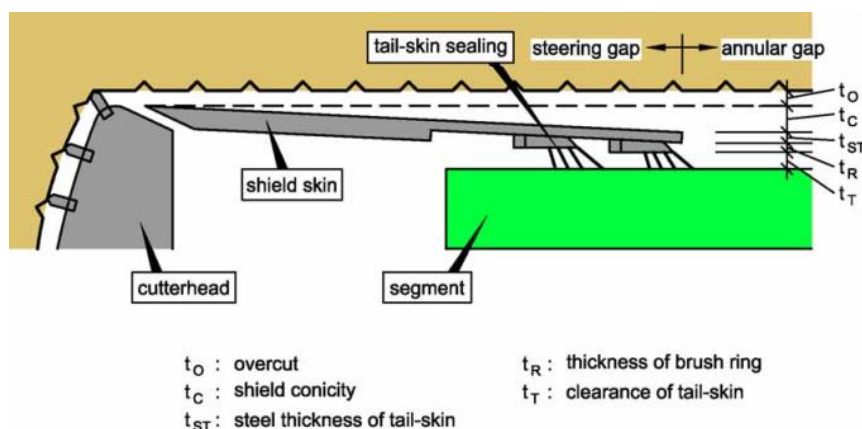
V případě EPB a SPB štítů lze hovořit o aktivní podpoře horninového masivu i po obvodě štítu. Tento efekt potvrdilo sledování velikostí tlaků v celém okolí štítu, které prokázalo komunikaci mezi prostorem čelby, boky tunelu a oblastí za ostěním, která je injektována. To znamená, že v případě aktivního pažení čelby je částečně podporována celá oblast výrubu. To působí pozitivně z hlediska snížení deformací terénu. Kvalita tlakové komunikace závisí převážně na reologických vlastnostech podpůrného média a geologickém složení materiálu v blízkosti výrubu. Podpůrný a injektážní tlak spolu komunikují v případě, že je tunel vyražen s dostatečným nadvýrubem a na čelbu působí značné stabilizační tlaky. Podpůrné tlaky mohou být na bocích štítu aktivně měněny nezávislými přidanými injektážními kanály a monitorovacím systémem. Injektážní směs by neměla být moc řídká, aby neprotékala do oblasti před čelbou. Na druhé straně musí být dostatečně tekutá, aby dokonale vyplnila stále se měnící volný prostor. Vibrace od strojního vybavení a přístrojů uvnitř štítu (řezné nástroje, drtiče, pumpy apod.) se přenášejí do pláště štítu a způsobují rozvolnění s následnou konsolidací rozvolněného materiálu v okolí štítu. Díky aktivní tlakové kontrole v oblasti štítu lze předejít těmto nechtěným deformacím způsobeným dynamickým namáháním horninového masivu.

6.3 Podpora horninového masivu za štítem

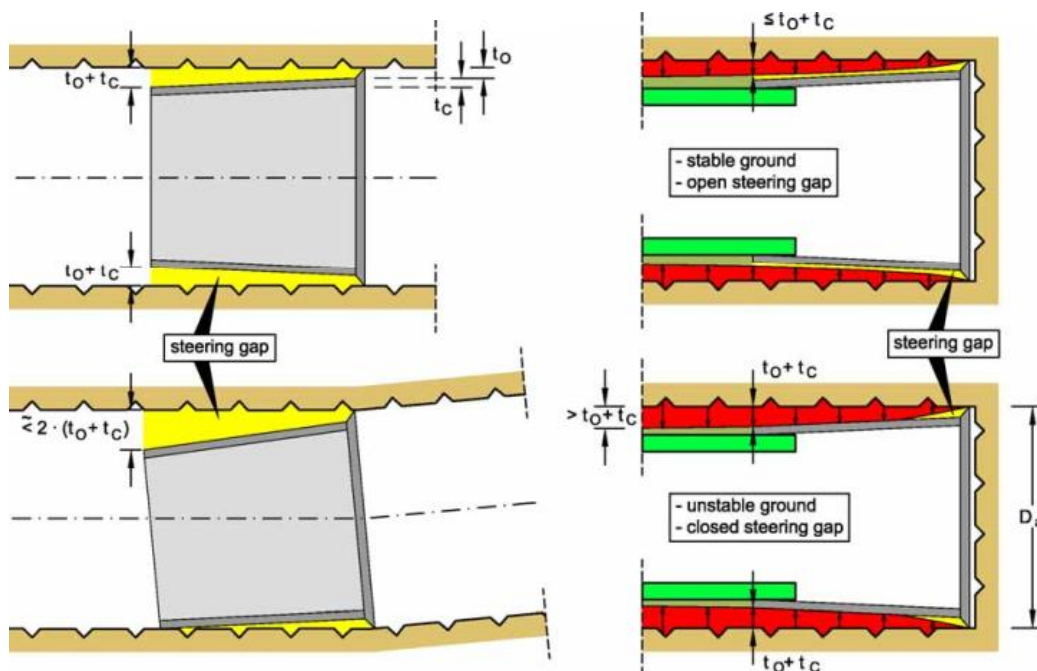
Při procesu mechanizovaného tunelování pomocí štítů vzniká vždy prostor, určitá mezera (Annular gap), mezi sestaveným prstencem segmentového ostění a obnaženým horninovým masivem – technologický nadvým.

Velikost mezery (viz Obr. 28) je závislá především na:

- poloměru tunelu
- deformačních parametrech horninového masivu
- předpokládané rychlosti ražeb
- konicitě štítu (shield conicity)
- velikosti nadvýřubu řezné hlavy tunelovacího stroje (overcut)
- tloušťce pláště štítu (shield thickness of tail-skin)
- tloušťce prstence štítového těsnění (thickness of brush ring)
- šířce pracovního prostoru štítového těsnění (clearance of tail-skin)



Obr. 28: Stanovení šířky mezery mezi ostěním, štítem a hranicí výřubu (Cutterhead – řezná hlava, Shield skin – plášť štítu, Segment – segment, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Steering gap – prostor nutný k řízení tunelovacího stroje, Annular gap – mezera za ostěním) (Wittke, a kol., 2007, s. 30)



Obr. 29: Vlevo požadovaná šířka mezery z hlediska průchodu tunelovacího stroje směrovými či výškovými oblouky a vpravo znázornění mezery v stabilních a nestabilních horninách (Steering gap – mezera pro řízení tunelovacího stroje, Stable ground – stabilní horniny, Unstable ground – nestabilní horniny, Open – otevřený, Closed – uzavřený) (Wittke, a kol., 2007, s. 31)

K umožnění posunu štítu vpřed a směrovému či výškovému vedení tunelovacího stroje (viz Obr. 29 vlevo) je potřebná technologická mezera (Steering gap) mezi štítem a obrysem výrubu. V nestabilních horninách bývá mezera uzavírána konvergencí výrubu. Ke snížení tření a zamezení sevření tunelovacího stroje může být tento prostor dodatečně lubrikován.

Velikost této mezery se pohybuje v rozmezí 85 až 185 mm (v některých případech až dokonce 370 mm). To odpovídá obvykle cca 3 až 16 % plochy výrubu. Tento volný prostor je vyplňován souběžně s probíhající ražbou. Šířka mezery není kolem celého prstence ostění díky gravitaci a proměnlivým geologickým podmínkám stejná. Vysoká pozornost musí být věnována především dokonalému vyplnění vrchlíku tunelu.

Z důvodu omezení nechtěného sedání na povrchu terénu a postupného rozvolnění horninového masivu je nutné mezeru mezi horninovým masivem a definitivním ostěním včasné vyplňovat vhodným materiálem co nejdříve je to možné při posunu tunelovacího stroje v důsledku ražby.

Více informací o důvodech provádění výplňové injektáže a možných technologických způsobech spolu s nejčastěji používanými materiály ukazuje kapitola 40 *Vyplnění volného prostoru mezi ostěním a horninou*. Kapitola 20.6 *Zatížení injektážním tlakem* zavádí vliv zatížení ostění injektážním tlakem do numerického modelu segmentového ostění.

Proces mechanizovaného tunelování vyvolává nepřetržitě během výstavby změny v okrajových podmínkách působení segmentového ostění. Míra vzájemné interakce horninového masivu, výplňového materiálu a segmentového ostění se během postupu výstavby značně mění je časově závislá na redistribuci napjatosti v okolním horninovém masivu a rychlosti tuhnutí injektážní hmoty. Toto vše ovlivňuje reálné namáhání segmentového ostění.

6.4 Deformace masivu a sedání na povrchu terénu

I když je použito aktivní podpory čelby a boků tunelu spolu se včasným a správným vyplněním prostoru mezi ostěním a hranicí výrubu, vždy proběhne určitá změna primárního stavu napjatosti prostředí a pórových tlaků doprovázena deformacemi horninového masivu, které se mohou prokreslit až na povrch. Maximální hodnota sedání může být omezena správnou volbou technologie ražby a podpory masivu spolu s pečlivou a opatrnou výstavbou. V případě mělce ražených tunelů je riziko sedání umocněno.

Přetváření horninového masivu během ražby se projevuje dvěma způsoby: radiálními deformacemi výrubu (konvergenčními) a podélným přetvořením čelby (extruzí čelby). Základním ukazatelem kvality tunelování z hlediska deformací nadloží je poměr (anglicky Volume Loss) objemu „ztracené horniny“ V_Z vztaženého k teoretické ploše výrubu V_T :

$$VL = \frac{V_Z}{V_T} \cdot 100 (\%)$$

Rov. 1

Velice nízké hodnoty ztráty objemu lze dosahovat použitím tunelovacích strojů s aktivním podepřením čelby. Běžné hodnoty jsou znázorněny v Tab. 1.

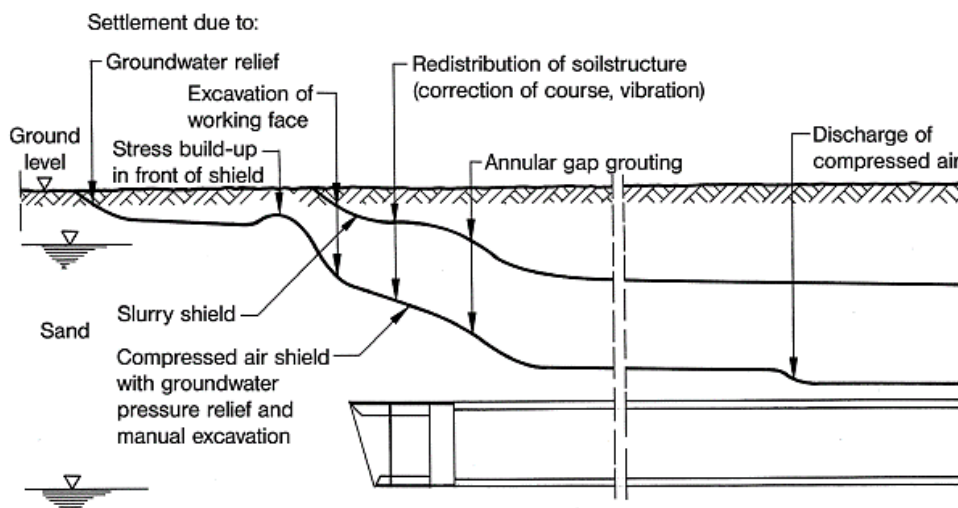
Tab. 1: Tabulka běžně dosahovaných hodnot ztráty objemu (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, 15-26, s. 57)

Technologie ražeb	VL [%]
Tunelovací stroj	0,1-1,0
Konvenční metoda	0,8-1,5 (2,0)

Na velikost deformací má také vliv změna hladiny podzemní vody a případné vyplavování jemných částic z matrice horninového masivu tzv. sufoze. V případě, že je použito jednoplášťové vodonepropustné ostění a ražba s podporou čelby, neměla by být původní hladina podzemní vody znatelně ovlivněna.

Základní faktory, které ovlivňují velikost deformací, jsou v případě mechanizovaného tunelování následující (viz Obr. 30):

- Změna objemové hmotnosti zemin v důsledku snížení hladiny podzemní vody
- Změna pórového tlaku
- Nedostatečné podepření čelby
- Nechtěný odběr většího množství rubaniny bez koordinace s rychlostí ražby
- Nedostatečná stabilita a podpora po stranách štítu
- Vibrace způsobené vybavení štítu a samotnou ražbou
- Nedostatečné vyplnění mezilehlého prostoru mezi ostěním a horninou
- Únik pažícího média do okolního prostoru



Obr. 30: Schematické křivky sedání pro SPB štít a APB štít (Slurry shield – zeminový štít, Compressed air shield with groundwater pressure relief and manual excavation – pneumatický štít s manuálním rozpojováním hornin a snížením hladiny podzemní vody, Settlement due to – sedání kvůli, Ground level – úroveň povrchu terénu, Sand – písek, Ground water relief – hladina podzemní vody, Stress build-up in front of the shield – nárůst napětí před tunelovacím strojem, Excavation of working face – provedení výrubu, Redistribution of soil structure – redistribuce struktury hornin, Annular gap grouting – provedení výplňové injektáže, Discharge of compressed air – únik (vypuštění) stlačeného vzduchu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 40)

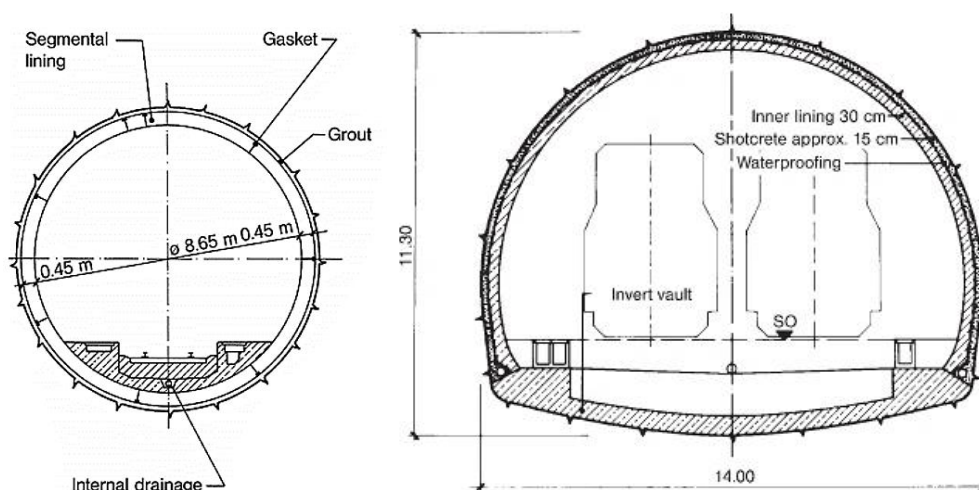
Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 25-40); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 15-26, s. 56-57); (Wittke, a kol., 2007, s. 4-24, s. 30-31, s. 149-157).

7 Úvod do problematiky tunelového ostění

Tunelové ostění, pokud je pro ochranu vnitřního prostoru podzemního díla před vnějšími účinky vyžadováno, musí po celou dobu životnosti tunelu (100 let) zajišťovat jeho bezpečnost a provozuschopnost. Zachycuje horninové tlaky. Vytváří bariéru proti účinkům podzemní vody. Přenáší zatížení z vnitřního vybavení a provozu tunelu. V případě plnoprofilových tunelovacích štítů se stává oporou pro tlak štítových lisů při posunu tunelovacího stroje a zamezuje otočení stroje podél své osy při rotaci řezné hlavy. V průběhu životního cyklu se ostění nachází pod účinky mnoha různých zatěžovacích stavů, ať již při samotné výrobě, montáži nebo v definitivním stavu po sestavení či betonáži v tunelu. Návrh a výroba tunelového ostění musí vždy vzít v úvahu všechny tyto aspekty.

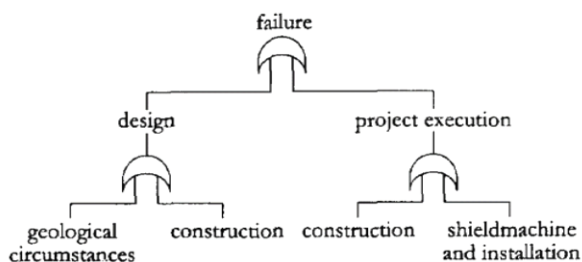
Ostění je finálním produktem celkové výstavby podzemního díla a musí splňovat všechny požadavky na něj kladené objednatelem. Na některých projektech mohou dosahovat náklady na ostění až třetiny celkových nákladů.

Obr. 31 ukazuje pro porovnání ostění klasických tunelů ražených plnoprofilovými tunelovacími stroji (Obr. 31 vlevo) a podzemních staveb ražených konvenčně (Obr. 31 vpravo).



Obr. 31: Porovnání ostění mechanizovaně ražených (vlevo) a konvenčních (vpravo) tunelů (Segmental lining – segmentové ostění, Gasket – těsnicí profil, Grout – injektáž, Internal drainage – vnitřní drenáž, Inner lining – sekundární ostění, Shotcrete – stříkaný beton, Waterproofing – těsnění, Invert vault – spodní klenba) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 120); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 117)

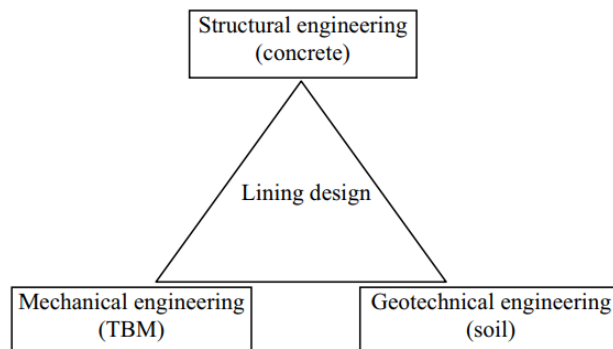
Na Obr. 32 je diagram znázorňující příčiny možného vzniku chyby, která může mít za následek poškození ostění. Ve fázi návrhu mohou být například podceněny inženýrskogeologické předpoklady nebo proveden špatný statický návrh ostění s opomenutím některého zatěžovacího stavu. Porucha ostění může mít příčinu i ve fázi výstavby, kdy je segment poškozen při své montáži, nebo kupříkladu vznikne poškození vlivem nepřesného sestavení ostění při zatížení tlaky štítových lisů.



Obr. 32: Příčiny vzniku poruch segmentového ostění (Failure – porucha, Design – návrh, Project execution – realizace projektu, Geological circumstances – geologické poměry, Construction – konstrukce a výroba, Shieldmachine and instalation – tunelovací stroj a montáž) (De Waal, 1999, s. 17)

Detailní popis všech poruch a jejich příčin obsahuje kapitola 38 *Poškození segmentového ostění*.

Podzemní stavby jsou považovány za geotechnické konstrukce. Ostění tunelů je v interakci s obklopujícím horninovým masivem. Návrh podzemní stavby proto vyžaduje vždy spolupráci řady zainteresovaných stran. Proces návrhu segmentového ostění má oproti ostění konvenčně ražených tunelů jedno významné specifikum. Během ražeb je ostění zatěžováno také účinky tunelovacího stroje. Tímto je do vzájemného trojúhelníku interakce (viz Obr. 33) zahrnut kromě geotechnika a statika také konstruktér štítu. Jedině výsledkem vzájemné komunikace těchto tří profesí může být návrh optimálního segmentového ostění, tunelovacího stroje a správného způsobu a postupu tunelování.



Obr. 33: Zainteresované strany při návrhu segmentového ostění (*Lining design* – návrh ostění, *Structural engineer* – statik, *Concrete* – beton, *Mechanical engineer* – strojní inženýr, *TBM* – tunelovací stroj, *Geotechnical engineer* – geotechnik, *Soil* – zemina) (Blom, 2002a, s. 175)

K návrhu ostění na účinky zatížení z provozní fáze není potřeba přítomnost konstruktéra tunelovacího stroje. Je ale zřejmé, že jeho nejvyšší vliv je právě ve fázi montáže ostění. Nicméně i tato prvotní etapa ovlivňuje budoucí chování ostění. Již během montáže ostění dochází ke značnému rozvoji deformací a vnitřních sil, které se posléze přenáší z montážní etapy do provozní etapy působení ostění. Při hodnocení montážní fáze by měla probíhat analýza rizik. Nejpodstatnějšími otázkami jsou: Jaké mohou být negativní vlivy na ostění? Mají tyto vlivy rozhodující účinek a přetrvávají jejich účinky až do doby provozní fáze? Pokud je na druhou otázku odpovězeno kladně, je třeba přistoupit k optimalizaci ostění nebo tunelovacího stroje. Ten má během ražby velký vliv na interakci s okolním horninovým masivem. Hlavním úkolem geotechnika je při návrhu ostění stanovit správné okrajové podmínky podepření ostění a určit hodnoty a rozložení vnějšího zatížení.

Každý racionální návrh segmentového ostění by měl splňovat tato tři kritéria:

1. Snaha dosáhnout co nejvyšší míry zjednodušení a transparentnosti.
2. Uvážení nejvýznamnějších vlivů vstupujících do návrhu ostění.
3. Stanovení odezvy ostění na všechny relevantní zatěžovací stavy v průběhu jeho životnosti v interakci s okolním prostředím.

Nahrazení reálné konstrukce a specifických podmínek mechanicko-matematickým modelem je vždy velice obtížné s někdy ne příliš jistými výsledky. Nejdůležitější je ověření, že všechny předpokládané vzorce chování ostění platí i v průběhu realizace a provozu tunelu. Velice významnou roli hrají zkušenosti a empirické znalosti všech účastníků výstavby. Je zřejmé, že u geotechnických konstrukcí nelze stanovit striktní pravidla návrhu jednotlivých prvků. Při návrhu by se ale mělo vycházet z výzkumů, výsledků zkoušek a měření, které stanoví základní kostru návrhu ostění každého jedinečného projektu.

Každý úspěšný návrh segmentového ostění si musí kladně odpovědět na následující čtyři základní otázky:

1. Bude ostění dostatečně únosné, aby dokázalo odolávat účinkům všech vnějších a vnitřních zatížení?
2. Nehrozí ztráta stability ostění jak při montáži, tak během provozu tunelu?
3. Bude ostění dostatečně vodotěsné za jakýchkoli relevantních podmínek?
4. Lze dodržet předchozí tři body po celou dobu životnosti díla?

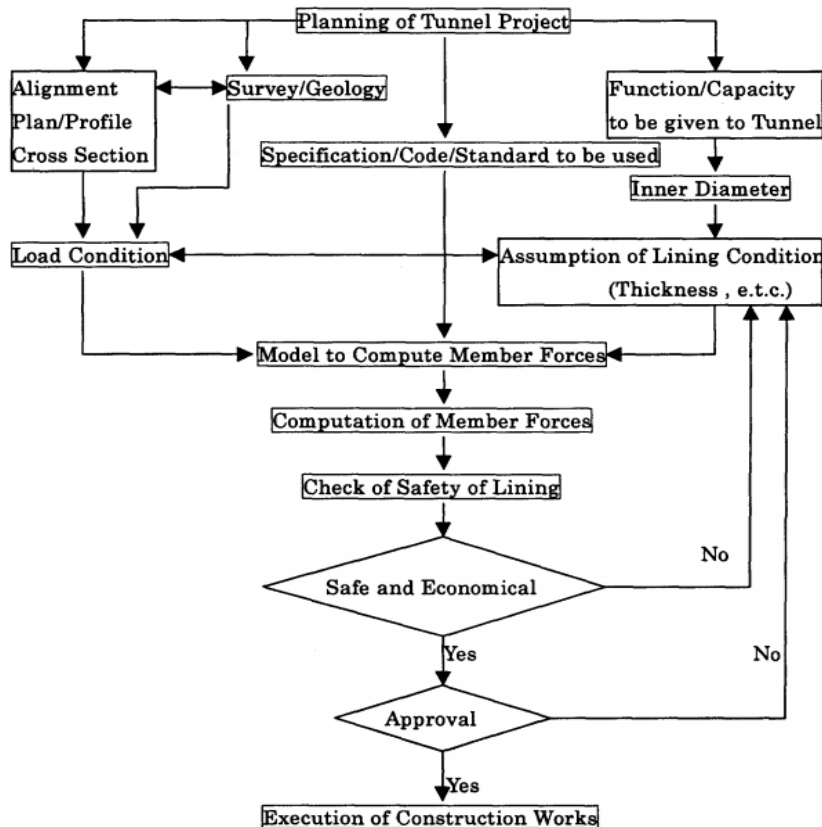
7.1 Základní data nutná pro návrh segmentového ostění

V této kapitole je představen výčet základních dat, požadavků a možných omezení, které je nutné, aby Investor (Objednatel), či jeho zástupci, před započítím návrhu segmentového ostění vždy jasně specifikovali.

1. Soubor požadovaných norem a předpisů, na základě kterých musí být stavba navržena
2. Funkce podzemního díla: silniční (dálniční) tunel, železniční tunel, tunel podzemní dráhy, vodovodní přivaděč apod.
3. Životnost podzemního díla: 100 let (nejčastější hodnota)
4. Prostorové vedení tunelu: osa a niveleta podzemního díla
5. Provozní omezení
 - a. Rozměry tunelu: požadovaný světlý vnitřní rozměr; v případě dopravních tunelů průjezdný profil; pro vodovodní díla průtočný profil atd.
 - b. Členění příčného řezu: tunelové rozplety; umístění a počet výklenků, nouzových zálivů, příčných propojení; únikové chodby; dělící přepážky, pokud je tunel kombinovaný s více společnými funkcemi apod.
 - c. Typ a lokace požadovaného trvalého vnitřního vybavení a zařízení: určení místa pro zabudování upevňovacích prostředků pro osvětlení, vzduchotechnika apod.; provozní kapsy v ostění; revizí lávky; upevňovací prostředky pro mezilehlé podlahy atd.
 - d. Požadavky na vodotěsnost: přijatelné průsaky vody (z prostředí do tunelu ale i naopak)
 - e. Požadavky na drsnost povrchu: především pro vodovodní přivaděče, kanalizační štol, větrací tunely atd.
 - f. Požadavky na požární odolnost
 - g. Omezení z hlediska působení bludných proudů v souvislosti s návrhem vyztužení segmentů
6. Omezení z hlediska vnějšího prostředí
 - a. Geologická a hydrogeologická stavba území
 - b. Agresivita okolního prostředí
 - c. Okolní zástavba (omezení z hlediska možného sedání terénu)
 - d. Přítomnost stávajících i budoucích podzemních staveb
 - e. Možné riziko seismického ohrožení

7.2 Vývojový diagram a postup návrhu segmentového ostění

Na úvod je nutné poznamenat, že neexistuje normalizovaný postup pro návrh segmentového ostění. Každý tunelový projekt s nasazením tunelovacích strojů je zcela unikátní a do návrhu přichází velké množství nezávislých faktorů. Obvykle se tak vychází ze znalostí a zkušeností všech zainteresovaných stran. Doporučený vývojový diagram návrhu segmentového ostění po jednotlivých bodech se znázorněnými vazbami je zobrazený na Obr. 34 níže.



Obr. 34: Vývojový diagram návrhu segmentového ostění (Planning of unnel project – plánování tune-
lového projektu, Survey – průzkum, Geology - geologie, Aligment plan – plán trasy tunelu, Profile cross
section – příčný řez, Load condition – zatěžovací stavy, Function – funkce, Capacity to be given to tunnel
– kapacita tunelu, Inner diamater – vnitřní průměr, Assumption of lining condition – předpoklady zá-
kladních dimenzí ostění, Specification/code/standard to be used – normy a závazné předpisy k použití,
Model to compute member forces – model k výpočtu vnitřních sil, Computation of member forces –
výpočet vnitřních sil, Check od safety of lining – kontrola bezpečnosti ostění, Safe and economical –
bezpečný a ekonomický, Approval – schválení, Execution of construction works – výroba a montáž
ostění, Yes – ano, No – ne) (ITA working group No. 2, 2000, s. 304)

Základní kroky návrhu segmentového ostění jsou popsány v následujících kapitolách.

7.2.1 Studium norem a závazných předpisů

Každá připravovaná stavba by měla být navržena vždy podle národních předpisů, specifikací, norem a standardů, které jsou buď pro danou konstrukci závazné, nebo jsou určeny konkrétní smlouvou o dílo mezi zhotovitelem a objednatelem.

7.2.2 Stanovení základní koncepce a rozměrů ostění

Dalším rozhodujícím krokem je stanovení základní koncepce segmentového ostění, jako je: počet segmentů v prstenci, délka prstence, typ spojů mezi segmenty a vnitřní světlý průměr, tloušťka ostění. Ve většině případů mechanizovaného tunelování je díky použité technologii ražeb příčný profil tunelu kruhový, který je ze statického hlediska vždy velice příznivý. Jeho minimální rozměr je určen na základě požadavků na funkčnost podzemního díla

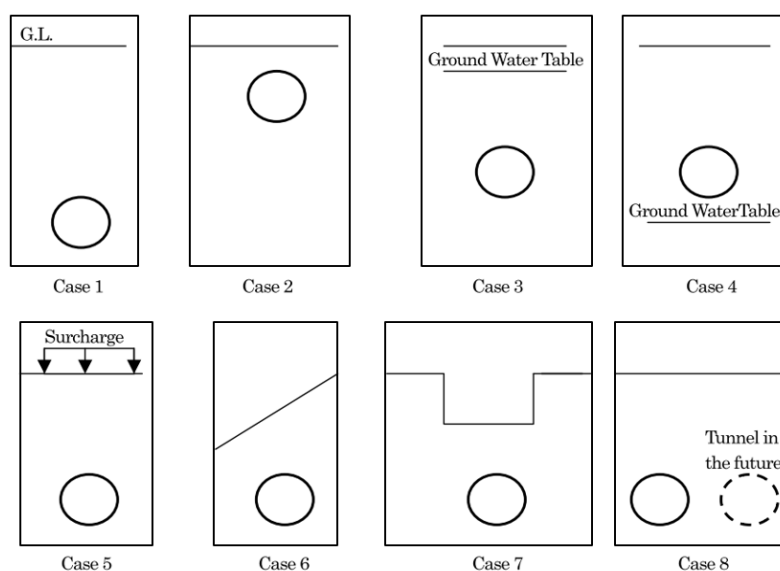
stanovených konkrétní normou (gabarit železničních tunelů; počet jízdních pruhů, intenzity dopravy a průjezdný průřez silničních tunelů; průtočný profil hydrotechnických tunelů; typ a uspořádání produktovodů u sítí podzemních kolektorů) s bezpečnostním odstupem obvykle 100 mm. Známostou poučkou a prvotní informací pro návrh ostění je, že tloušťka ostění by měla být přibližně 1/20 vnitřního průměru ostění. Dále se určuje třída betonu, typ těsnění, způsob a množství vyztužení jednotlivých segmentů. Za obvyklých podmínek bývá segmentové ostění vyztuženo díky svému kruhovému tvaru pouze minimálním procentem vyztužení.

7.2.3 Analýza prostředí a určení významných příčných řezů

Následně je důležité provést v rozhodujících příčných řezech (viz Obr. 35) po délce celé stavby podrobný rozklad všech zatěžovacích stavů od okolního horninového masivu a konkrétního tunelovacího stroje a provázat ho s interpretací výsledků inženýrskogeologického průzkumu. Parametry horninového masivu jsou vždy největší neznámou při výstavbě podzemního díla. Popsat nehomogenní horninový masiv na základě laboratorních zkoušek a výsledků získaných z lokálních průzkumných vrtů nebo geofyzikálních měření je velice obtížné. Z tohoto důvodu by měl být na návrhové parametry horninového prostředí nasazen dostatečný bezpečnostní součinitel. Úkolem projektanta je v této fázi určit kritické příčné řezy (v závislosti na výšce nadloží, kvalitě horninového masivu, výšce hladiny podzemní vody atd.) a zatěžovací kombinaci rozhodující pro návrh segmentového ostění.

Kritické příčné řezy (viz Obr. 35), které by měly být prověřeny z hlediska návrhu segmentového ostění, jsou následující:

- Příčný řez s nejvyšším nadložím (Case 1)
- Příčný řez s nejmenší výškou nadloží (Case 2)
- Příčný řez s nejvyšší úrovní hladiny podzemní vody (Case 3)
- Příčný řez s nejnižší úrovní hladiny podzemní vody (Case 4)
- Příčný řez s nejvyšším zatížením na povrchu (Case 5)
- Příčný řez s excentrickým zatížením při nepravidelném terénu nad tunelem (Case 6)
- Příčný řez s nerovnoměrnou výškou nadloží (Case 7)
- Příčný řez, v jehož blízkosti je plánováno vybudovat jiné podzemní dílo (Case 8)

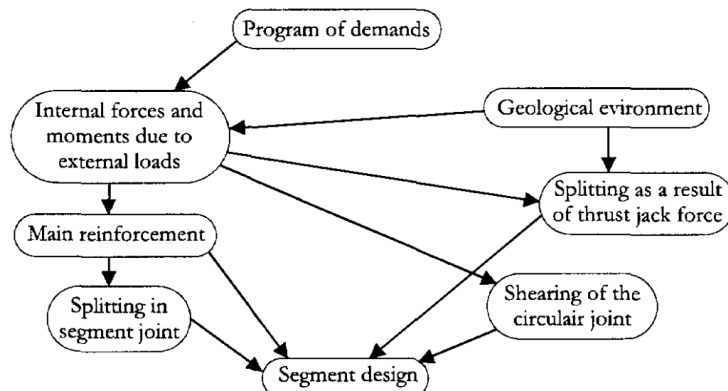


Obr. 35: Kritické příčné řezy, které by měly být prověřeny z hlediska návrhu segmentového ostění (Case – případ, Ground water table – hladina podzemní vody, Surcharge – přetížení povrchu, Tunnel in future – tunel v budoucnu) (ITA working group No. 2, 2000, s. 314)

7.2.4 Provedení analýzy chování ostění a posouzení

V dalším kroku proběhne na základě zvoleného výpočetního modelu a konkrétní metody výpočtu stanovení namáhání segmentového ostění obvykle ve formě průběhů vnitřních sil. Projektant by měl vždy provést citlivostní analýzu a stanovit na základě vstupních parametrů a jejich jednotlivých mezí „stupeň bezpečnosti“ ostění. Tímto se vymezí vliv jednotlivých parametrů na chování ostění. Například parametry horninového masivu bývají vždy určeny svou minimální, maximální a průměrnou hodnotou. Na účinky zatížení i odolnost konstrukce by měly být použity patřičné bezpečnosti součinitelé specifikované opět v konkrétním návrhovém předpise. Následuje porovnání výsledků analýzy ostění s únosností ostění o zvolených dimenzích. Jestliže není únosnost ostění dostatečná, je třeba se vrátit k předchozím bodům a změnit rozměry ostění. Postup popsany výše je běžnou inženýrskou praxí.

Z hlediska snížení celkových nákladů na stavbu, by měla být geometrie ostění (tloušťka ostění, šířka prstence ostění, počet segmentů v prstenci, uspořádání spojů atd.) postupně optimalizována. Všechny vlivy působící na návrh ostění jsou vzájemně propojeny a společně se ovlivňují (viz Obr. 36).



Obr. 36: Schéma vzájemných vztahů působících na návrh ostění (Program of demands – seznam požadavků, Internal forces and moments due to external loads – vnitřní síly a momenty od vnějšího zatížení, Main reinforcement – hlavní výztuž, Splitting in segment joint – odštípnutí betonu ve spojích mezi segmenty, Geological environment – geologické prostředí, Splitting as a result of thrust jack force – poruchy ostění vlivem sil štitových lisů, Shearing of the circular joint – působení v příčných spojkách, Segment design – návrh segmentového ostění) (De Waal, 1999, s. 30)

7.2.5 Výsledné komplexní zhodnocení

V posledním kroku provede projektant v součinnosti se zhotovitelem zhodnocení získaných výsledků z hlediska všech ekonomických a časových důsledků. Jestliže je například cena příliš vysoká nebo čas výstavby příliš dlouhý, je třeba se vrátit k předchozím bodům a optimalizovat koncepci nebo základní dimenze ostění. Tloušťka ostění hraje z hlediska nákladů na stavbu vždy jednu z nejdůležitějších rolí.

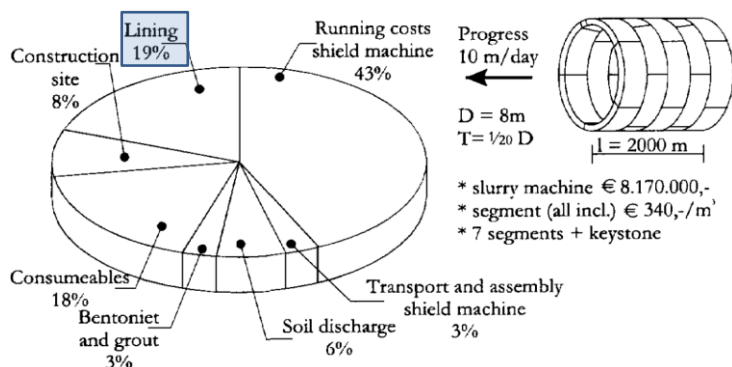
7.2.5.1 Ekonomické zhodnocení

Celý proces výstavby podzemního díla přenáší na zhotovitele stavby řadu nákladů. Zhotovitel se ve většině případů objednateli zavázal, k vybudování tunelové stavby o daných parametrech a kvalitativních vlastnostech v daném čase a za dané finance. Cílem zhotovitele je provést bezpečné a trvanlivé dílo včas, s co nejnižšími náklady.

Pokud je záměrem snižovat náklady, za účelem vyššího zisku, tak je důležité vědět, jakou měrou se jednotlivé komponenty podílí na celkovém nákladu stavby. De Waal (1999) ukázal na základě vyhodnocení velkého tunelového projektu s nasazením SPB tunelovacích strojů porovnání jednotlivých složek nákladů (viz Obr. 37). Analýza již není zcela aktuální, ale pro základní názor postačuje. Náklady na mzdy a výrobní režie jsou zahrnuty do příslušných činností. Náklady na projektový tým jsou obsaženy v nákladech na zařízení staveniště. Jak je

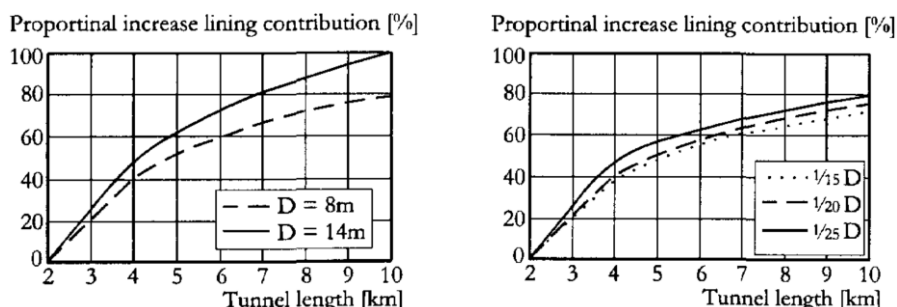
7 Úvod do problematiky tunelového ostění

vidět z rozboru níže, tunelové ostění zde tvoří cca 20 % nákladů celé stavby, proto je velice důležité hledat úspory také tady. Obvykle tvoří ostění z celkové ceny 15 - 30 %.



Obr. 37: Porovnání nákladů na výstavbu v podzemí (Lining – ostění, Construction site – staveniště, Consumables – spotřební náklady, Bentoniet and grout – bentonit a injektáž, Soil discharge – transport rubaniny, Transport and assembly of shield machine – transport a sestavení tunelovacího stroje, Running costs of shield machine – provozní náklady tunelovacího stroje, Progress – postup, Slurry machine – bentonitový štít, Segment – segment, Keystone – závěrný klenák) (De Waal, 1999, s. 25)

Je zřejmé, že celkové náklady se budou lišit podle účelu tunelu, průměru tunelu, délky tunelu, složitosti geologického prostředí atd. Na Obr. 38 vlevo je znázorněno, jaký je procentuální nárůst nákladů za segmentové ostění, při narůstající délce tunelu v závislosti na průměru ostění. Je zřejmé, že čím je tunel delší, tím narůstá i část nákladů na tunelové ostění. To je dané především tím, že náklady typu nákup stroje, zařízení staveniště apod. již s délkou tunelu ztlačně nerostou, rostou pouze náklady na personál a údržbu stroje. Na Obr. 38 vpravo je ukázáno, jakou měrou se zvyšují náklady na ostění při rozdílné tloušťce ostění. Tento nárůst nákladů závisí jak na tloušťce ostění, tak i na délce tunelu. Rozdíly jsou v řádu jednotek procent z celkových nákladů, což je nezanedbatelná částka.



Obr. 38: Porovnání nárůstu nákladů na ostění v závislosti na délce tunelu – vlevo vliv průměru ostění; vpravo vliv tloušťky ostění (pro D = 8,0 m) (Proportional increase of lining contribution – procentuální nárůst příspěvku ostění do celkových nákladů, Tunnel length – délka tunelu) (De Waal, 1999, s. 26)

Cenu ostění ovlivňuje kromě tloušťky ostění řada dalších faktorů. Například velikost jednotlivých segmentů, která má vliv na celkový počet spojů mezi segmenty a tomu úměrné množství vybavení segmentů. Je ale evidentní, že z hlediska nákladů na segmentové ostění je nejvýznamnější tloušťka ostění. Obecně přijímaným pravidlem například je, že by se návrhová tloušťka ostění měla zaokrouhlovat nahoru na násobky pěti (nebo někdy i deseti) centimetrů. Prakticky tento krok jen zvyšuje celkové náklady, a jestliže je ostění tloušťky 370 mm schopné odolávat bezpečně všem zatěžovacím stavům, není žádný faktický důvod proč projektovat tloušťku ostění 400 mm. Rozumná míra zaokrouhlení z hlediska kupříkladu kontroly rozměrů segmentu je na centimetry.

Další úspory především ve fázi prefabrikace lze nalézt například v zavedení tzv. univerzálního prstence ostění (viz kapitola 3 *Nerovnoběžné povrchy, univerzální konický prstenec (universal ring)*). Tímto řešením se zmenší počet atypických forem bednění, armokošů a veli-

kost závodu výroby prefabrikátů. Podstatné je snažit se navrhovat podzemní stavby o určitých minimálních poloměrech oblouků tak, aby mohly být po repasi staré formy znovu použity. Ideální by bylo, pokud by geometrické uspořádání a trasování bylo zakotveno závazně v normě, či technických standardech každého investora. Došlo by tak opět k dalšímu snižování nákladů.

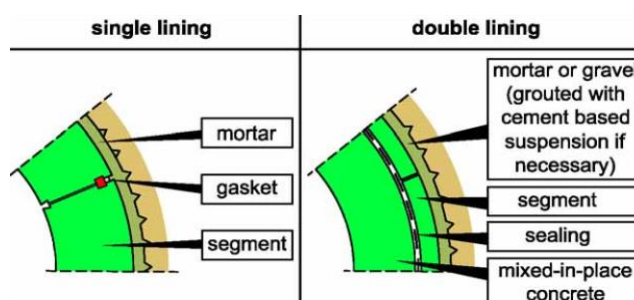
Poté co je ostění celkově optimalizováno z hlediska jeho únosnosti, pracnosti a nákladů, proběhne vydání oficiálního statického výpočtu, který by měl být potvrzený vedoucím projektu a příslušným orgánem objednatele.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 117); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 265); (ITA working group No. 2, 2000, s. 303-306); (Blom, 2002a, s. 5, s. 175-177, s. 179-181); (De Waal, 1999, s. 16-21, s. 23-33); (A.F.T.E.S., 1999, s. 3, s. 18).

8 Základní konstrukční principy segmentového ostění

8.1 Jednoplášťové a dvouplášťové tunelové ostění

První otázkou při návrhu tunelového ostění je, zda bude ostění navrženo jako jednovrstvé (jedenplášťové) či dvouvrstvé (dvouplášťové), které jsou schematicky znázorněny na Obr. 39. Oba dva konstrukční typy jsou možné, mají své výhody a nevýhody. Vždy je ale nutné, bez ohledu na konkrétní uspořádání tunelového ostění, aby byla zajištěna bezpečnost a provozuschopnost podzemního díla.



Obr. 39: Schematický řez jednoplášťovým a dvouplášťovým ostěním (Single lining – jednoplášťové ostění, Double lining – dvouplášťové ostění, Mortar – výplňová injektáž, Gasket – těsnicí profil, Segment – segment, Sealing – fóliové těsnění, Mixed-in-place concrete – monolitický beton, Mortar or gravel (grouted with cement based suspension if necessary) – výplňová injektáž nebo štěrk (injektovaný pojivem na bázi cementové suspenze, je-li potřeba) (Wittke, a kol., 2007, s. 34)

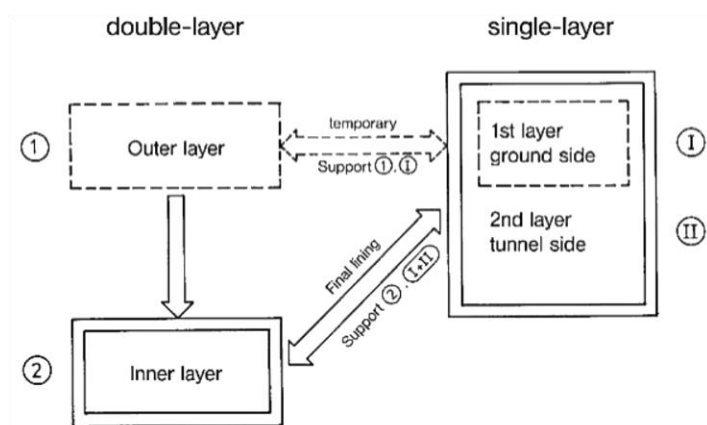
Jednotlivé vrstvy dvouvrstvého tunelového ostění plní v případě mechanizovaného tunelování obdobnou úlohu jako při konvenčním způsobu tunelování například Novou ruskou tunelovací metodou (NRMT).

V případě dvouvrstvého tunelového ostění jsou jednotlivé vrstvy od sebe úmyslně konstrukčně odděleny. Vnější ostění je instalováno ihned po průjezdu tunelovacího stroje a zajišťuje horninový masiv těsně po provedení výrubu. Obvykle nejsou na toto ostění stanoveny žádné konkrétní podmínky použitelnosti a trvanlivosti kromě udržení konvergencí výrubu v přijatelných mezích.

Vodonepropustnost, pokud je třeba, pak zajišťuje vnitřní ostění v kombinaci s izolací, které je uvažováno jako ostění trvalé – definitivní. Na vnější ostění mohou působit agresivní podzemní vody, které způsobí jeho postupnou degradaci. Nosná funkce tím pádem není z dlouhodobého hlediska zajištěna po celou dobu životnosti díla, proto je třeba uvažovat s působícím horninovým tlakem především na vnitřní ostění. Separace obou ostění je důležitá pro statické působení vnitřního ostění také z toho důvodu, aby nebyly z vnějšího ostění do vnitřního přenášeny velké tečné síly, které by narušili statické klenbové působení. K separaci se použije fólie, pokud není nutné zajistit vodonepropustnost ostění. V opačném případě se využije hydroizolační membrána.

Při ražbě v nestabilních horninách, které vyžadují ihned po provedení výrubu dostatečné zajištění s čelbou aktivně podepřenou, nebývá koncept dvouvrstvého vzájemně separovaného ostění moc vhodný a přistupuje se k ostění jednovrstvému. Jednovrstvé tunelové ostění je uvažováno buď jako pouze jedna konstrukční vrstva splňující najednou všechny požadavky nebo jako více vrstev, kdy každá vrstva přispívá k odolnosti před účinky vnějšího zatížení určitou měrou a ostění se chová jako kompozit. Zástupcem první skupiny je klasické jednovrstvé prefabrikované segmentové ostění, extrudované tunelové ostění a ostění tunelů ražených ve stabilních horninách, které nemá téměř žádnou statickou funkci. Do druhé skupiny patří například tunely, jejichž kompozitní ostění tvoří vrstva stříkaného betonu, provedené z důvodu dočasného zajištění výrubu, spojená s následně aplikovanou stříkanou izolací a vybetonovaným monolitickým ostěním. Spolu pak tvoří dohromady základní nosný systém tunelu.

Schematický diagram působení jednotlivých typů tunelového ostění je znázorněn na Obr. 40.



Obr. 40: Požadavky na jednovrstvé a dvouvrstvé tunelové ostění (Double-layer – dvě vrstvy, Single-layer – jedna vrstva, Outer layer – vnější vrstva, Inner layer – vnitřní vrstva, Temporary – dočasný, Support – podpora, Final lining – definitivní ostění, Ground side – strana k horninovému masivu, Tunnel side – strana dovnitř tunelu) (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 266)

Hlavním aspektem použití jednovrstvého či dvouvrstvého tunelového ostění jsou bezesporu ekonomická hlediska. Velký význam má riziko zajištění vodonepropustnosti díla. Pro plnoprofilové štíty je v současné době standardem použití jednovrstvých prefabrikovaných segmentů. Dvouvrstvé ostění může být někdy výhodnější především díky tenčímu a méně vyztuženému definitivnímu ostění a kvůli volnějším požadavkům na přesnost provádění, poškození a vlastnosti vnější vrstvy ostění. Tímto konceptem lze dosáhnout znatelně kratších časů jednotlivých operací sestavení prstence, které trvá přibližně 15 až 20 minut. Na druhou stranu je k této době nutné započítat čas potřebný k instalaci hydroizolace a betonáži monolitického vnitřního ostění (lze použít pro urychlení po délce tunelu i více forem). Z těchto důvodů není možné jednoznačně říci, který typ ostění je z hlediska času výstavby výhodnější. Volný prostor za segmenty může být v případě dvouplášťového ostění vyplňován jemným šterkem místo drahé tlakové injektáže, která je nutná při použití klasických jednovrstvých segmentů.

Obecně je dvouplášťový systém ostění skládající se ze segmentů jako vnější vrstvy a prostého či vyztuženého betonu jako vnitřní vrstvy více obvyklý ve Švýcarsku a Rakousku. Jednoplášťové ostění je zase nejpoužívanější v Německu.

V Tab. 2 je vidět schématický přehled možností použití jednotlivých typů ostění. Více o ostění z monolitického, extrudovaného neboli injektovaného a stříkaného betonu lze naléznout například v (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 5-16).

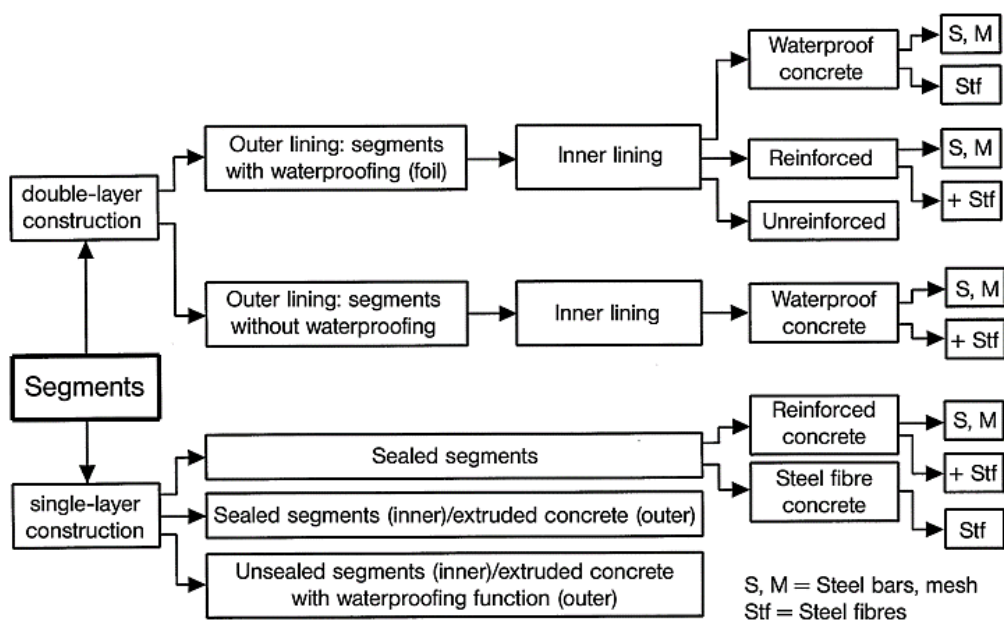
Tab. 2: Konstrukční kombinace tunelového ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 119)

		Vnitřní vrstva			
		Stříkaný beton	Monolitický beton (in-situ)	Segmenty	Extrudovaný beton
Vnější vrstva	Stříkaný beton	ANO	ANO		
	Segmenty		ANO		
	Extrudovaný beton		ANO	ANO	
Jednovrstvé ostění		ANO	ANO	ANO	ANO

V případě jednovrstvého ostění je přenos zatížení zřejmý. Ostění musí odolávat všem vnějším i vnitřním vlivům. U dvouplášťového ostění není ale situace tak jasná. Obvykle se předpokládá, že vnější segmentové ostění bez izolační funkce odolává všem vnějším zatížením kromě hydrostatického tlaku a vnitřní ostění vnitřním vlivům a tlaku vody. Na tato zatížení musí být jednotlivé vrstvy navrženy. Lze se ale setkat i s případy, že veškerá zatížení jsou přisouzena vnitřnímu ostění. Pokud je mezi obě vrstvy ostění vložena hydroizolační fólie, není umožněn přenos tangenciálních sil z vnějšího do vnitřního ostění. Některé typy ostění mohou být zhotoveny jako kompozitní, kdy spolu obě vrstvy smykově spolupůsobí skrze zdrsňený povrch vnějšího ostění nebo pomocí spojení kotevními prvky.

Celková tloušťka dvouplášťového ostění bývá pro stejnou podzemní stavbu větší než u ostění jednoplášťového. Je to proto, že u dvouvrstvého ostění není zajištěno dokonalé smykové spojení jednotlivých vrstev.

Na Obr. 41 jsou znázorněny možné konstrukční varianty segmentového jednoplášťového a dvouplášťového ostění.



Obr. 41: Kombinace ostění, hydroizolační funkce a způsob vyztužení pro jednoplášťové a dvouplášťové segmentové ostění (Segments – segmenty, Double-layer construction – dvouplášťová konstrukce, Single-layer construction – jednoplášťová konstrukce, Outer lining: segments with waterproofing (foil) – vnější ostění: segmenty s izolací (fóliovou), Outer lining: segments without waterproofing – vnější ostění: segmenty bez hydroizolace, Sealed segments – těsnící segmentové ostění, Sealed segments (inner)/extruded concrete (outer) – těsnící segmentové ostění (vnitřní)/extrudované ostění (vnější), Unsealed segments (inner)/extruded concrete with waterproofing function (outer) – segmentové ostění bez těsnící funkce (vnitřní)/extrudované ostění s těsnící funkcí (vnější), Inner lining – vnitřní ostění, Waterproof concrete – vodotěsný beton, Reinforced – vyztužený, Unreinforced – nevyztužený, Steel bars – betonářská výztuž, Mesh – síť, Steel fibres – drátky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 121)

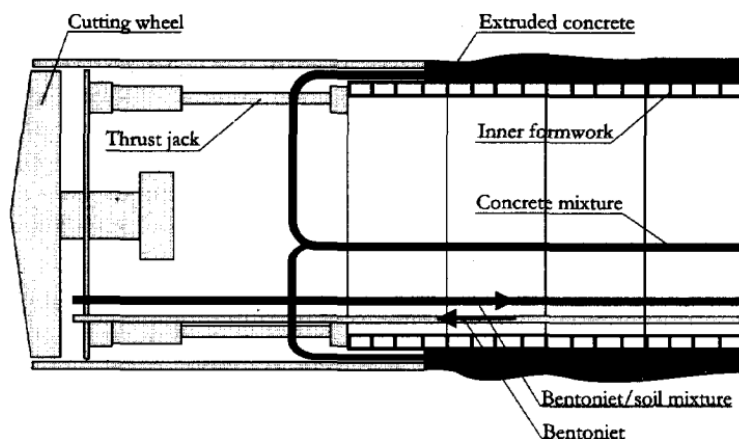
8.1.1 Extrudované ostění

Princip extrudovaného ostění (viz Obr. 42) je speciálním postupem provádění monolitického ostění vyvinutým v Sovětském svazu a později rozšířeným i do dalších zemí. Do prostoru mezi obnaženým výrubem a vnitřním bedněním (obvykle ocelovým) je postupně během ražby pod tlakem injektován (extrudován) vysoce plastický beton. Ten pomáhá zlepšit podmínky v okolí výrubu a zároveň působí jako okamžitá podpora masivu.

Štítové lisы posouvají štít vpřed tlakem na vnitřní formu bednění, která toto zatížení přenáší třením o již vytvrdlý beton. Při vyčerpání zdvihu štítových lisů dojde k jejich stažení a

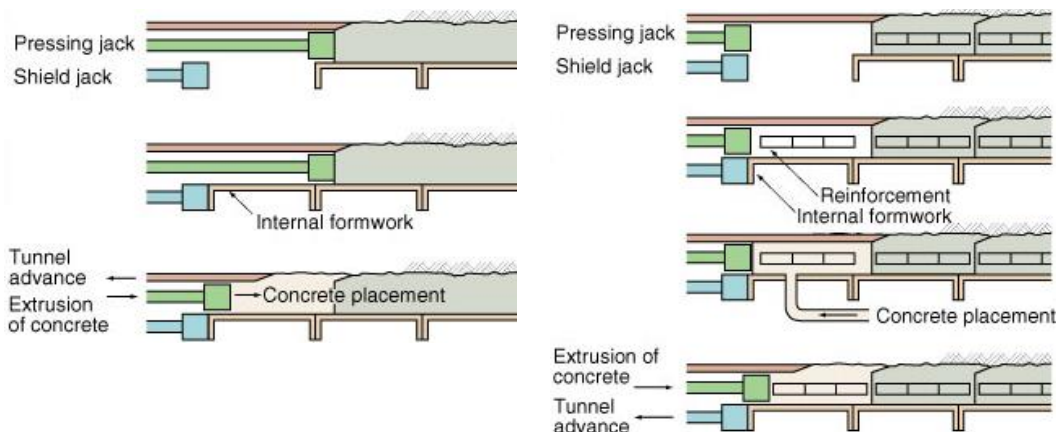
8 Základní konstrukční principy segmentového ostění

přesunu jednoho prstence vnitřního bednění ze zadního konce vpřed pod ochranu štítu, kde je injektován beton.



Obr. 42: Princip provádění extrudovaného tunelového ostění (Cutting wheel – řezná hlava, Thrust jack – štítový lis, Extruded concrete – extrudovaný beton, Inner formwork – vnitřní bednění, Concrete mixture – doprava betonové směsi, Bentoniet – bentonit, Bentoniet/soil mixture – odvod bentonitové směsi a rubaniny) (De Waal, 1999, s. 10)

Detail působení štítových lisů je znázorněn na Obr. 43. Principem extrudovaného ostění lze zhotovit i vyztužené tunelové ostění, případně je možné použít drátkobeton.



Obr. 43: Detail postupu výstavby extrudovaného tunelového ostění – vlevo nevyztužené; vpravo vyztužené (Pressing jack – přitlačný lis, Shield jack – štítový lis, Internal formwork – vnitřní bednění, Tunnel advance – postup tunelovacího stroje, Extrusion of concrete – extruze betonu, Concrete placement – ukládání betonu, Reinforcement – výztuž) (http://english.shield-method.gr.jp/shield-methods/sm_ecl/)

Výhodou je snížení deformací horninového masivu a znatelné urychlení postupu výstavby. Nevýhodou v měkkých tlačivých horninách může být vysoká spotřeba betonu a nemožnost kontroly kvality a tloušťky vrstvy tunelového ostění.

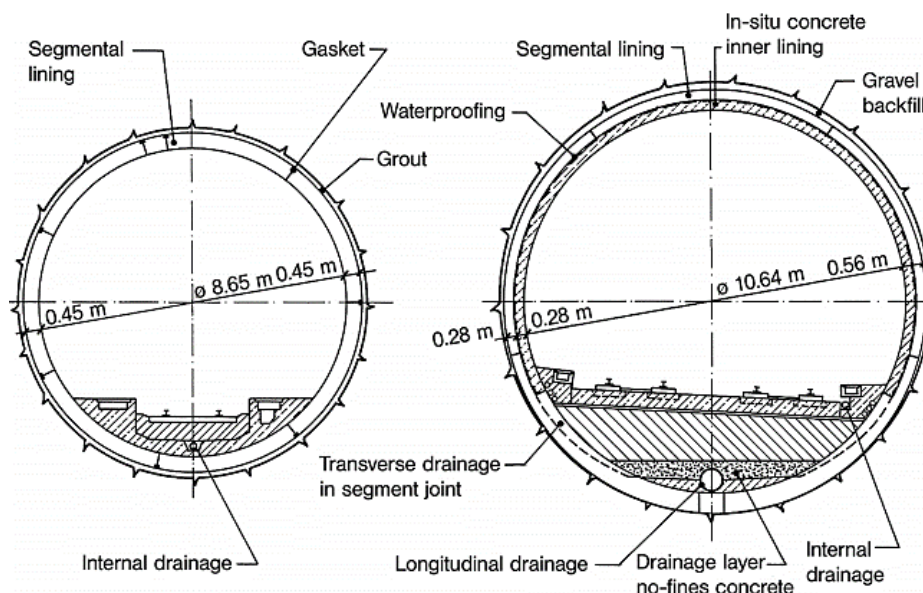
8.2 Systémy ochrany podzemního díla proti účinkům podzemní vody

Druhou otázkou při návrhu tunelového ostění, která úzce souvisí s předchozí kapitolou, je volba, jakým způsobem bude docházet k ochraně tunelu před účinky podzemní vody. V praxi se lze s účinky podzemní vody vypořádat dvěma možnými způsoby. V prvním případě (otevřený systém) je podzemní voda z okolního prostředí drénována podélnou tunelovou drenáží a následně vypouštěna do jímek před tunelové portály. V opačném případě (uzavřený systém) je podzemní stavba navržena jako kompletně vodotěsná. Tunelové ostění pak musí spolu se všemi styky mezi jednotlivými segmenty odolávat účinkům obklopujícího hydrostatického tlaku.

Na Obr. 44 jsou vidět základní funkční rozdíly mezi oběma systémy. Vlevo je zobrazen příčný řez Boltek tunelu (Nizozemsko) s jednovrstevným tunelovým ostěním a uzavřeným systémem. Vpravo je pak Murgenthal tunel (Švýcarsko) s dvouvrstevným ostěním a otevřeným systémem. Z praxe jsou známy případy (např. vodovodní přívaděč Arrowhead v USA), kdy muselo segmentové ostění odolávat hydrostatickému tlaku až 2750 kPa. Na vysoké tlaky podzemní vody (cca 1000 kPa) bylo navrženo ostění i při výstavbě Eurotunelu.

8.2.1 Otevřený systém

I v případě otevřeného systému musí být vnitřní užitný prostor tunelu nejčastěji pod horní klenbou jistým způsobem chráněn proti případným průnikům a odkapům podzemní vody. Toho může být docíleno buď použitím vodonepropustné membrány, která je připevněna k vnitřnímu líci ostění nebo pomocí tenké monolitické vodonepropustné skořepiny. Podzemní voda je pak svedena po této ochraně k podélné tunelové drenáži, kde se sbírá a odvádí pryč z tunelové trouby. Tomuto otevřenému konstrukčnímu systému se někdy také říká „deštníkový“ a je vhodný pro tunely, kde podzemní voda pouze prosakuje nebo pokud jsou zastiženy malé hydrostatické tlaky a přítoky, které je podélná tunelová drenáž schopna pojmout. Pokud je podzemní voda drénována z tunelu pryč a nedojde k zanesení nebo poškození tunelové drenáže nepůsobí na tunelové ostění téměř žádný hydrostatický tlak.



Obr. 44: Příklad uzavřeného (vlevo) a otevřeného (vpravo) systému nakládání s podzemní vodou (Segmental lining – segmentové ostění, Gasket – těsnicí profil, Grout – injektáž, Internal drainage – vnitřní drenáž, Waterproofing – hydroizolační vrstva, In-situ concrete inner lining – vnitřní monolitické ostění, Gravel backfill – výplň mezery za ostěním štěrkem, Transverse drainage in segment joint – příčná drenáž ve spoji mezi segmenty, Longitudinal drainage – podélná drenáž, Drainage layer no-fines concrete – drenážní vrstva z mezerovitého betonu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 120)

Nevýhodou tohoto konstrukčního uspořádání jsou někdy vyšší provozní náklady spojené především s údržbou a obnovou tunelového odvodňovacího systému. V oblastech s vyšší tvrdostí vody může docházet k inkrustaci a zanášení drenáže. Z tohoto důvodu je doporučeno drenáže pravidelně proplachovat a čistit. Pokud je při výstavbě použit stříkaný beton, je vhodné používat stříkaný beton s malým množstvím vyluhovatelných látek.

Otevřené tunelové systémy, které odvádějí podzemní vodu z tunelu prostřednictvím tunelových drenáží, mají značný vliv na hydrogeologické podmínky v území, kde se tunel nachází. Z environmentálního hlediska toto může mít na prostředí vysoce negativní dopad. Dochází ke snižování hladiny podzemní vody. Tímto drénováním vody mohou být ovlivněny studny a vodoteče nacházející se v okolí podzemní stavby.

8.2.2 Uzavřený systém

V případě, že nelze tunel navrhnout z důvodů uvedených výše jako otevřený, nezbyvá, než tunel z hlediska hospodaření s podzemní vodou naprojektovat jako uzavřený (někdy též systém „ponorka“), který nemá po dokončení díla téměř žádný vliv na původní hydrogeologické podmínky v okolí. Od poloviny minulého století se hydroizolační materiály jako plastové vodonepropustné membrány, vnitřní těsnicí pásy (waterstops), vodonepropustné betony apod. posunuly velkým krokem vpřed. Tento posun umožňuje dnes ve většině případů bezproblémovou výstavbu kompletně vodotěsných tunelových ostění odolávajících vysokému hydrostatickému tlaku. V porovnání s jednoplášťovým prefabrikovaným segmentovým ostěním, které je dnes typické pro štítové tunelování, je aplikace dodatečného in-situ betonovaného ostění zkonstruovaného tak, aby odolávalo hydrostatickému tlaku, velice ojedinělé řešení.

V případě použití membránových hydroizolačních souvrství jsou často lokální průniky vody způsobeny poškozením izolace neopatrnou manipulací s betonářskou výztuží. To se projevuje v lepším případě při tlakových zkouškách nebo až po vybetonování ostění ve formě vlhkých map na ostění, ve chvíli, kdy se začnou obnovovat původní hydrostatické tlaky. Oprava takového poškození izolace je vždy velice obtížná a nákladná. U jednovrstvých segmentových ostění může dojít k poškození vodotěsnosti v důsledku chybné a nepřesné instalace segmentů, což vede k poškození segmentů a následnému protékání podzemní vody do vnitřního prostoru tunelu.

Zkušenosti ukazují, že ani dvouvrstvé vodonepropustné systémy neumožňují zajistit požadovanou vodotěsnost bez dalších opatření. Aby byly naplněny smluvní požadavky z hlediska vodonepropustnosti podzemní díla, je třeba vždy provést důkladný hydrogeologický průzkum společně s jeho podrobnou interpretací. Již ve fázi návrhu by měl být zpracován koncept ochrany podzemního díla proti účinkům podzemní vody spolu s aplikací dalších nápravných opatření v případě poruchy s cílem zabránit všem průnikům podzemní vody do tunelu.

Popis v dnešní době nejrozšířenějšího konceptu zajištění vodonepropustnosti ostění mechanizovaně ražených tunelů poskytuje kapitola 11 *Opatření pro zajištění vodonepropustnosti ostění*.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 117-121); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 265-269); (DAUB, 2013, s. 37); (Wittke, a kol., 2007, s. 33-36, s. 64-68); (ITA working group No. 2, 2000, s. 323); (De Waal, 1999, s. 9-10).

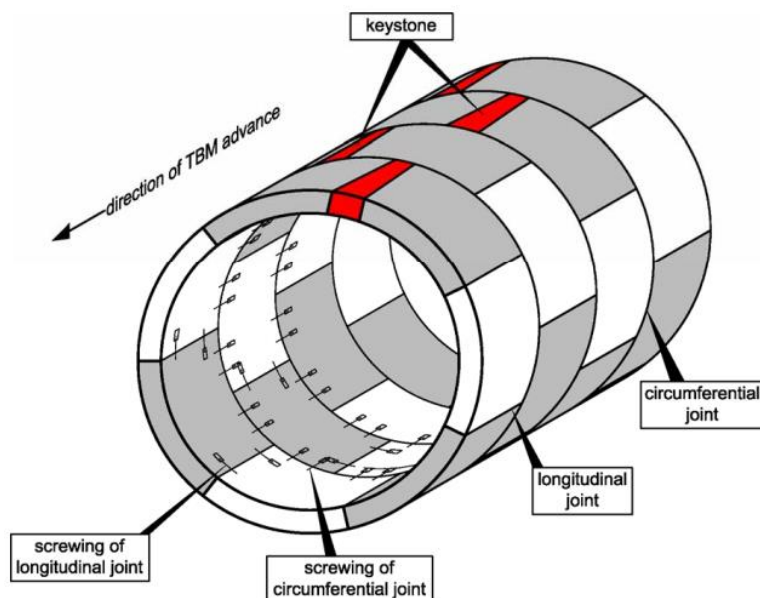
9 Obecné informace o segmentovém ostění

Segmenty nebo také tubingy jsou nejčastějším prvkem ostění používaným při mechanizovaném tunelování. Jedná se o prefabrikované elementy předepsaných rozměrů a tvarů, instalovaných ve formě prstenců a sloužících jako tunelové ostění. Segmenty se k zajištění podzemních staveb používají již od 70. let 19. století. V této době byly vyráběny především z litiny. O téměř sto let později se začaly vyrábět segmenty betonové, které byly malých rozměrů tak, aby je bylo možné na své místo ukládat ručně. V dnešní době se lze setkat s prefabrikovanými betonovými segmenty o rozměrech až několika metrů.

Moderní segmentové ostění musí splňovat tyto předpoklady:

1. Základní funkcí je zajišťovat stabilitu výrubu – vytvořit ostění odolávající všem předvídaným dlouhotrvajícím a krátkodobým zatížením společně se všemi vnějšími i vnitřními vlivy po celou dobu životnosti podzemní stavby
2. Absorpce zatížení od tunelovacího stroje při ražbě
3. V případě tunelování pod hladinou podzemní vody, izolovat vnitřní prostor tunelu proti průsakům a působení vodního tlaku
4. Zajistit podélnou kontinuitu s ohledem na prostorové vedení podzemního díla
5. Možnost rychlého a bezpečného sestavení v zadní části tunelovacího stroje
6. Umožnit upevnění veškerého vnitřního tunelového vybavení

Základní terminologie jednoplášťového segmentového ostění je vidět na Obr. 45. Segmentové ostění je složeno ve svém podélném směru z jednotlivých prstenců. Každý prstenec pak tvoří několik segmentů a závěrný klenák. Zvláštním rysem segmentového ostění je vysoký počet spojů mezi jednotlivými prvky oproti klasickému spojitému monolitickému ostění. Rozlišujeme dva typy spojů, podélné spoje mezi jednotlivými segmenty v jednom prstenci a příčné spoje mezi jednotlivými prstenci navzájem.



Obr. 45: Základní terminologie segmentového ostění (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Keystone – závěrný klenák, Longitudinal joint – podélný spoj, Circumferential joint – příčný spoj, Screwing of longitudinal joint – spojovací prvky podélného spoje, Screwing of circumferential joint – spojovací prvky příčného spoje) (Wittke, a kol., 2007, s. 38)

Z hlediska typu ostění nabízí prefabrikované segmenty řadu výhod:

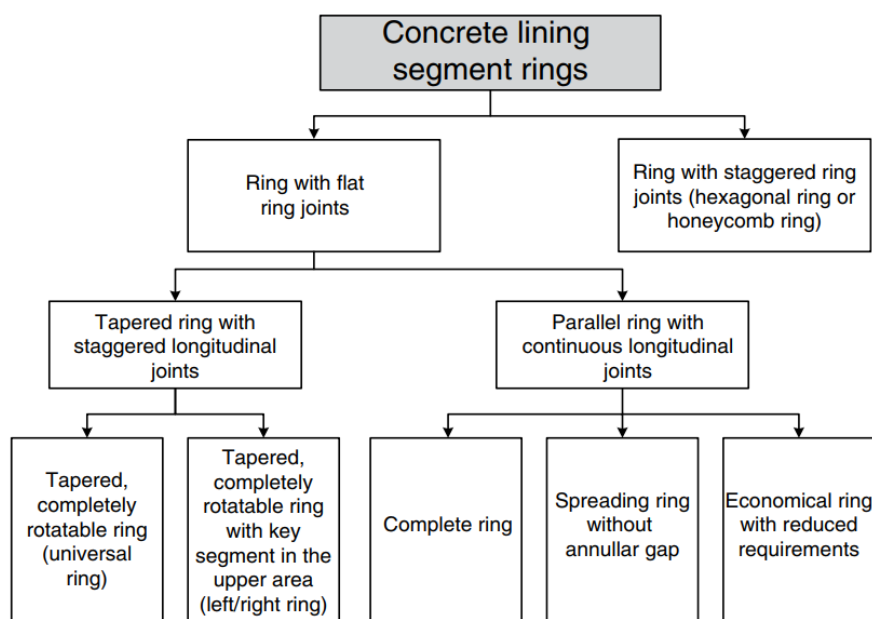
- + Možnost rozsáhlé kontroly kvality produkce již ve výrobně segmentů
- + Souvislé a okamžité podepření horninového masivu (spolu s výplňovou injektáží) omezující deformace na povrchu

9 Obecné informace o segmentovém ostění

- + Zamezení přítoku vody do podzemního díla instalací ostění, které je ihned po sestavení vodotěsné
- + Zajištění okamžité podpory pro působení štítových lisů v průběhu ražby
- + Segmenty mohou být pojížděny následnými doprovodnými vozíky tunelovacího stroje (závěs)
- + Rychlé sestavení ostění je výhodou z hlediska možnosti provádění následných dokončovacích prací v tunelu
- + Moderní tunelovací stroje umožňují přesné plně mechanizované uložení jednotlivých segmentů do své pozice
- + Segmentové ostění nabízí výhody i z hlediska ekologie a pracovního prostředí
- + Absence přímého kontaktu pracovníků v tunelu s rubaninou a podzemní vodou
- + Sestavování prstence ostění probíhá vždy v jedné části tunelovacího stroje nejčastěji s pomocí mechanizace v čistém, uklizeném a chráněném prostředí

Použití segmentového ostění je pro mechanizované tunelování v současné době stěžejní, zvláště pokud kvalita horninového masivu nedovoluje rozpírat tunelovací stroj příčně do hory a posun tunelovacího stroje vpřed musí být zajištěn jiným způsobem, pomocí štítových lisů tlačících na již zbudované segmentové ostění, které v tomto případě slouží jako opěra pro tunelovací stroj. Únosnost ostění musí být ihned po instalaci tak velká, aby mohla odolávat vysokým tlakům štítových lisů. Z toho důvodu, i s ohledem na dobu výstavby, není vhodné používat ostění ze stříkaného nebo monolitického betonu.

DAUB (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen) rozděluje segmentové ostění do následujících skupin. Základní dělení (viz Obr. 46) je na prstence s přímými a nepřímými příčnými spárami.



Obr. 46: Základní rozdělení betonových segmentových prstenců dle DAUB (Concrete lining segment rings – betonové segmentové ostění, Ring with flat joints – prstenec ostění s přímými příčnými spoji, Ring with staggered ring joints (hexagonal ring or honeycomb ring) – prstenec ostění s nepřímými příčnými spoji (hexagonální ostění), Tapered ring with staggered longitudinal joints – zkosený prstenec ostění s neprůběžnou podélnou spárou, Parallel ring with continuous longitudinal joints – přímé prstence s průběžnou podélnou spárou, Tapered completely rotatable ring (universal ring) – zkosený kompletně otočný prstenec ostění (univerzální prstenec), Tapered completely rotatable ring with key segment in the upper area (left/right ring) – zkosený kompletně otočný prstenec ostění se závěrným klenákem v horní části ostění (levý/pravý prstenec), Complete ring – kompletní prstenec, Spreading ring without annular gap – rozpínané ostění bez mezery za ostěním, Economical ring with reduced requirements – ekonomický prstenec ostění se sníženými požadavky) (DAUB, 2013, s. 8)

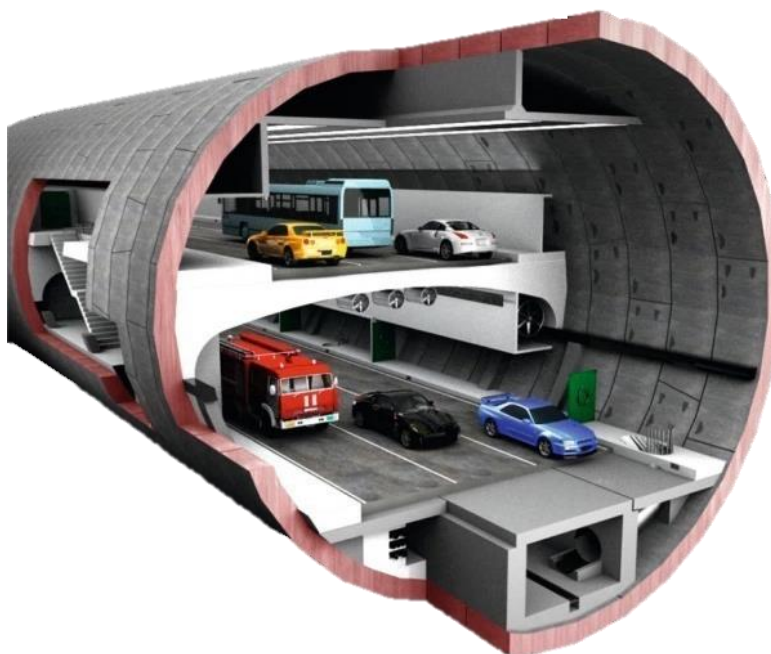
Poznámka k Obr. 46: „Ekonomickým tunelovým ostěním“ (viz Obr. 47) je zde myšleno ostění, na které jsou obvykle kladeny nižší požadavky z hlediska jeho trvanlivosti a přesnosti výroby. Používá se v buď v případě dvouplášťových tunelových ostění, kde jako hlavní statický prvek slouží ostění vnitřní, nebo v případech, kde má segmentové ostění pouze dočasnou nosnou funkci (například pro průchod tunelovacího stroje podzemní stanicí nebo šachtou). Ostatní typy prstenců a segmentů jsou detailně popsány v následujících kapitolách 13 *Geometrie prstenců* a 14 *Tvarové varianty segmentů*.



Obr. 47: Ekonomické tunelové ostění (Economized segment lining) – vnější vrstva tenčí a bez těsnění (Wittke, a kol., 2007, s. 65)

Segmenty jsou nejčastěji instalovány pomocí erektoru pod ochranou pláště štítu. Po sestavení celého prstence ostění je třeba především kvůli správnému statickému působení vyplnění nebo zainjektování vzniklého prostoru mezi segmenty a horninovým masivem vhodným materiálem.

V současné době se používá segmentové ostění na zajištění tunelů od kanalizačních štol po podzemní stavby gigantických rozměrů. Příkladem může být tunel Orlovsky v St. Petersburgu, jehož průměr 19,25 m dosahuje rozměru šestipatrového domu. Železobetonové ostění použité v tomto případě bylo navrženo 0,7 m tlusté.



Obr. 48: Orlovski Tunnel v St. Petresburgu (Gruebl, 2012, s. 1)

9.1 Základní geometrické proporce ostění

Specifické požadavky na segmentová ostění, které vyplývají z trasování podzemního díla, výšky nadloží, možné zástavby nad tunelem, lokálních geologických a hydrogeologických podmínek, ekonomických aspektů atd. vedly k velkému množství odlišných konstrukčních variant betonového segmentového ostění. Tloušťka ostění je určena především statickými a konstrukčními požadavky. Minimální tloušťka ostění bývá většinou dána potřebou přenést vysoké tlaky ze štítových lisů a roznést toto zatížení do zatěžovací oblasti o dostatečné šířce. Obvykle se tloušťky pohybují v rozmezí 20 až 50 cm v závislosti na průměru raženého tunelu.

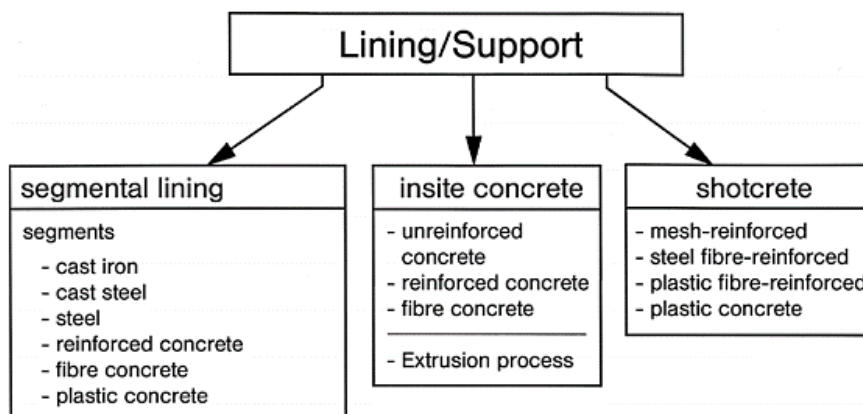
Šířka betonových segmentů variuje mezi 1,0 až 2,0 m. Trendem je v současné době používat segmenty co nejširší. To je umožněno hlavně vývojem v oblasti prefabrikace a bednicích systémů, stejně tak i vyspělejšími technologiemi transportu a ukládání segmentů. Použití širších prstenců umožňuje dosažení vyšších výkonů razicího stroje, omezuje se tím také počet příčných spár mezi prstenci a tím i riziko možného průsaku podzemní vody do díla. Jako vše, tak i velikost segmentu má své limity. Se zvětšující se šířkou segmentu vzrůstá sekundární zatížení ve spojích vlivem nepřesností ve výrobě a ukládání, které vedou k častým poškozením segmentů. Čím jsou použity širší segmenty, tím musí mít štítové lisy větší zdvih. Široké segmenty také neumožňují výstavbu tunelů s oblouky malých poloměrů. Více o geometrickém návrhu ostění pojednává kapitola 18 *Základní geometrický návrh ostění*.

Segmenty bývají vyztuženy v příčném směru tak, aby mohly odolávat ohybovému namáhání od vnějšího zatížení. Z hlediska provozuschopnosti a lepšího působení vyztuženého betonu se doporučuje vyztužovat segmenty i v podélném směru alespoň rozdělovací výtuzí. Zároveň je vhodné lokálně vyztužit okraje segmentů v místech budoucích příčných a podélných spojů mezi segmenty z důvodu rozdělení a přenosu sekundárního namáhání od štítových lisů a vyrovnání excentricit uložení v jednotlivých spárách. Speciální pozornost zasluhují příčné spáry, které přenášejí vysoké zatížení štítovými lisy.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 121-122); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 269-271); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 176); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 124); (DAUB, 2013, s. 8-9); (Wittke, a kol., 2007, s. 37); (Goodfellow, 2011, s. 34–35); (Do, 2014, s. 7); (Blom, 2002b, s. 5-6).

10 Materiál segmentového ostění

V dnešních dnech jsou standardem segmenty vyrobené z betonu. Ty téměř ve všech případech nahradily dříve hojně užívané litinové nebo ocelové tubingy. Důvodem je dnes příliš vysoká cena těchto materiálů. Ve speciálních případech je ale stále možné se s těmito segmenty na určitých místech setkat.



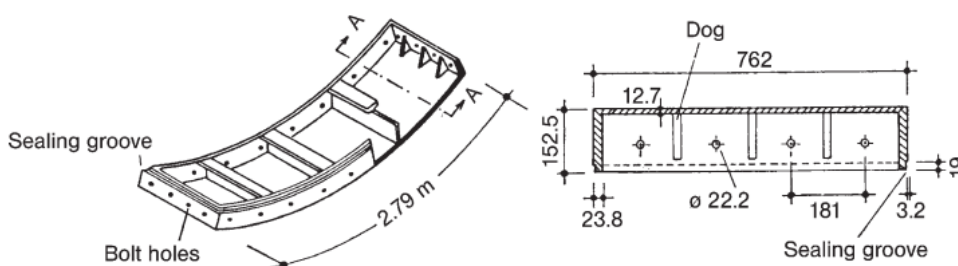
Obr. 49: Nejběžnější materiály používané na výrobu ostění (Lining/support – ostění/podpora, Segmental lining – segmentové ostění, Segments – segmenty, Cast iron – litina, Cast steel – litá ocel, Steel – ocel, Reinforced concrete – vyztužený beton, fibre concrete – vláknobeton, plastic concrete – plastový beton, Insite concrete – monolitický beton, Unreinforced concrete – nevyztužený beton, Extrusion process – extrudovaný beton, Shotcrete – stříkaný beton, Mesh-reinforced – vyztužený sítěmi, Steel fibre-reinforced – vyztužený ocelovými drátky, Plastic fibre-reinforced – vyztužený umělými vlákny) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 5)

Speciálním typem jsou segmenty hybridní, které představují kombinaci ocelových a betonových segmentů. Buď mohou být vytvořené ocelové boxy vyplněné vyztuženým betonem nebo lze použít klasické betonové segmenty vyztužené ocelovou kostrou s přesahem do příčných a podélných spár.

Litinové segmenty spolu s ocelovými segmenty jsou často používány díky své vysoké tuhosti tam, kde působí na ostění nesymetrické nebo jednostranné zatížení. Příkladem jsou místa příčných propojek, výklenků a různých provozních nik.

10.1 Ocelové segmenty

Ocelové segmenty se používají především pro tunely o větších příčných řezech nebo v místech extrémního zatížení, které betonové segmenty nejsou schopné přenést. Tento typ segmentů je obvykle svařen z jednotlivých ocelových plátů. Kvůli zajištění správné funkce štítového těsnění bývá vnější povrch tvořený z jednoho plechu. Vnitřní povrch pak tvoří kasetové výtuby. Příklad je znázorněn na Obr. 50. Po svaření se segmenty deformují. Proto probíhá frézování do jejich finální geometrické podoby.



Obr. 50: Ocelový svařovaný segment (Sealing groove – drážka pro těsnění, Bolt holes – otvory pro šrouby, Dog – výztuha) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 124)

Lze se setkat i s ocelovými segmenty, které jsou odlévané do forem.

Výhody:

- + Díky vysoké preciznosti výroby je umožněno rychlé a přesné sestavení jednotlivých prstenců
- + Jasně dané materiálové charakteristiky s velmi nízkým rozptylem hodnot
- + Vysoká únosnost oceli, dobré chování jak v elastickém, tak plastickém stavu
- + Voděodolné spoje mezi segmenty mohou být dosaženy také svařením
- + Minimální technologické nadvýrby díky menší tloušťce ostění
- + Nízká váha jednotlivých segmentů, subtilnost a lehká manipulovatelnost
- + Tloušťka jednotlivých částí segmentu může být odladěna přesně podle statických požadavků
- + S použitím speciálních tlumících systému snáze odolává zemětřesení

Nevýhody:

- Ocelové segmenty obtížně odolávají vysokému tlaku štítových lisů. Na tato zatížení musí být nadimenzovány
- Provádění svarů je velice pracné, vyžaduje speciální podmínky a zkušené pracovníky
- Požadavky na vysokou přesnost výroby a montáže často vedou ke zvýšení nákladů
- Problémy s korozí u ocelových segmentů a možným poškozením protikorozní ochrany při manipulaci se segmenty
- Nutnost provést dodatečná opatření proti účinkům požáru
- Problémy s hlučností v případě dopravních tunelů
- Díky své nízké váze hrozí pod hladinou podzemní vody jejich „plavání“ před provedením výplňové injektáže
- Někteří klienti mají k tomuto materiálu odpor (obvykle neopodstatněný)

10.2 Litinové segmenty (též tubinky, tubingy, tybinky, tybingy)

Litina (Spheroidal Graphite Iron) je dalším typem materiálu používaným především při ražbě v problematických zónách, kde je riziko velkých deformací a ztráty stability prstence. Nevýhodou jsou velké náklady spolu s nízkou požární odolností. Litina má v případě segmentového ostění již dlouhou tradici. V dnešní době se ale pro zajištění výrubu téměř nepoužívá.

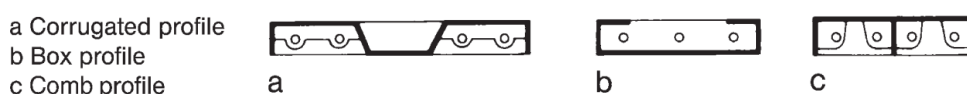
Výhody:

- + Tvárná litina (spheroidal graphite cast iron) má podobnou únosnost jako ocel. Liší se ale její deformační a přetvárné vlastnosti.
- + Litina má oproti oceli lepší vlastnosti z hlediska koroze.
- + Odlévání je snazší než svaření. Je jednodušší dodržet přísné výrobní tolerance.

Nevýhody:

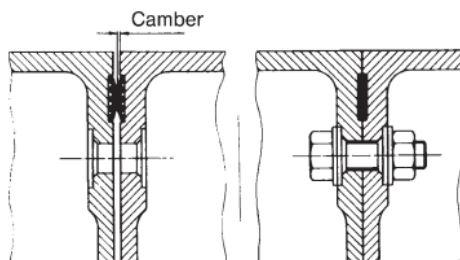
- Litina je obtížně svařitelná, pokud je například potřeba opravy ostění.
- Litinové tubinky jsou obvykle těžší než ocelové.

Z hlediska využití materiálu se nejlépe osvědčil vlnitý příčný řez na Obr. 51a, kde jsou dílce vylehčené a zároveň vyztužené příčnými i podélnými žebry. Pro podzemní díla, ve kterých je vedena voda byl používán krabicový tvar (Obr. 51b). Hřebenovitý průřez (Obr. 51c) se již nepoužívá. Jedná se o předchůdce vlnitého tubinku.



Obr. 51: Příklady příčných řezů litinovými tubingy (Corrugated profile – vlnitý profil, Box profile – krabicový profil, Comb profile – hřebenový profil) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 127)

Spoje mezi tubingy byly dříve těsněny pomocí olověných deformovatelných vložek. Dnes se užívá obdobných systémů jako v případě betonových segmentů. Běžně bývá v každém tubinku také injektážní otvor opatřený zpětným ventilem. Jednotlivé segmenty jsou spojovány obvykle pomocí šroubů, jak je vidět na Obr. 52. Jako těsnění se používá těsnících pásek ukládaných do drážky v tubingu.



Obr. 52: Příklad spoje dvou litinových tubingů (Chamber – komůrka) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 127)

10.3 Betonové segmentové ostění

Tato disertační práce je zaměřena především na betonová segmentová ostění, která jsou dnes již téměř výhradním typem používaným v podzemním stavitelství a od 50. let 20. století téměř nahradily litinové a ocelové tubinky. Prvními betonovými segmenty byly ve 40. letech 20. století vystrojovány kanalizační štolky malých průměrů (od 1,5 do 3,0 m) v Londýně. Později bylo snahou rozšířit tento typ ostění i do podzemních staveb o větších poloměrech. Problémem ale byla obtížná manipulovatelnost těžkých betonových dílců. Proto bylo navrhováno ostění složené z velkého počtu podélných spojů (například pro průměr 6,0 m 12 segmentů v prstenci), tak aby výsledná váha jednoho prvku byla do 400 kg.

Výhodou železobetonových prvků je jejich vysoká ohybová tuhost, zatímco drátkobeton je prospěšný pro omezení šířky trhlin v reálných úrovních namáhání. Vždy je výhodné recepturu betonu pro prefabrikované ostění s místně danými vstupy naladit na potřeby konkrétního projektu a konkrétní výroby prefabrikátů. Kromě požadavku na vysokou pevnost betonu musí být dodržena také minimální propustnost betonového prvku a další užité vlastnosti. V posledních letech je stále častější používat drátkobetonové segmentové ostění při mechanizovaném tunelování. Z tohoto důvodu je zde tento konstrukční materiál podrobněji popsán.

10.3.1 Vláknobetonové segmentové ostění (FRC – fibre reinforced concrete)

Při statickém návrhu segmentového ostění vstupuje do výpočtu velké množství proměnných a různých činitelů ovlivňujících výsledný průběh namáhání po délce ostění. Předem je velice obtížné vyhodnotit, který z těchto vstupů bude hrát klíčovou roli. Proto je výhodné použít na výrobu ostění alternativní materiál, který je pevný a zároveň duktilní. Tento materiál pak bude méně citlivý na „opomenutí“ a „chyby“ ve statickém výpočtu. Výše popsané požadavky splňuje vláknobeton. První aplikace drátkobetonu do ostění podzemních staveb (vodovodních přivaděčů) jsou datovány do 70. let minulého století a do oblasti jižní Evropy. První dopravní tunel (metro) s drátkobetonovým ostěním byl postaven v roce 1992 v Neapoli. Současný progresivní vývoj v návrhových metodách a standardech pro posuzování vláknobetonových prvků spolu s možností urychlit prefabrikaci ostění vede k čím dál častějšímu použití vláken, jako hlavní výztuže v betonu segmentového ostění.

Beton má obecně velice vysokou pevnost v tlaku. Naproti tomu jeho pevnost v tahu je díky křehkosti velmi nízká a značně proměnlivá. Z bezpečnostních důvodů se s ní v posudcích železobetonu vůbec neuvažuje. Smícháním betonové směsi s vlákny vznikne kompozit, který při tahovém namáhání vykazuje mnohem lepší chování než prostý beton. Pro zajištění

požadovaných vlastností je nezbytné, aby byla vlákna rozmístěna v základním materiálu rovnoměrně s nepravidelnou prostorovou orientací, která zajišťuje všesměrné zlepšení vlastností prvku, houževnatost a vyztužení struktury běžného prostého betonu. Dodržování přísné technologické kázně a nerovnoměrné uspořádání drátků v betonu (vznik tzv. ježků) je největší nevýhodou drátkobetonového ostění. Správným návrhem lze oproti klasickým železobetonovým segmentům dosáhnout lepšího chování, vyšší trvanlivosti a požární odolnosti, snížit výroby a nižší spotřeby oceli.

Cena segmentů vyrobených z drátkobetonu bývá nižší v porovnání s klasickými železobetonovými prvky. Nejvyšší podíl na tom má především úspora za práci, manipulaci, skladování a úspora množství oceli, i když pořizovací cena tuny drátků bývá obvykle vyšší než cena tuny klasické betonářské výztuže. Pozitivně na cenu působí také fakt, že při užití drátkobetonu je sníženo množství betonových segmentů poškozených při výrobě a instalaci ostění. Výroba segmentů z drátkobetonu je také podstatně rychlejší.

10.3.1.1 Vhodnost použití drátkobetonu

Drátkobeton je možné použít pro vyztužení konstrukcí, které jsou „vhodně“ zatížené. Pro porovnání je nejlepším příkladem rozdíl mezi osamělou silou namáhaným prostým nosníkem a tunelovým ostěním. U prostého nosníku drátky jeho únosnost v ohybu moc zvýšit nepomohou a jedinou možností je použití klasické prutové výztuže. U tunelového ostění je situace odlišná. Vnější zatížení působící na kruhové tunelové ostění vyvolává v jednotlivých segmentech vysoké normálové tlakové síly doprovázené často malými ohybovými momenty. V místech, kde působí nerovnoměrné zatížení (typicky u příčných propojení), nebo kde se předpokládá poruchová oblast, bývá ostění obvykle vyztuženo klasickou prutovou výztuží.

Obvykle bývá nutné dodržet určitý (byť minimální) stupeň vyztužení. V těchto případech při malém ohybovém namáhání a dostatečné tloušťce betonového ostění je použití drátkobetonového ostění tou nejlepší a nejekonomičtější volbou ve srovnání s klasickou prutovou výztuží. Použít lze také smíšený systém vyztužení, který kombinuje v hlavních směrech namáhání prutovou výztuž, která je doplněna drátkem. V případě vysokého ohybového namáhání nelze samozřejmě s drátkem dosáhnout takových pevností jako s použitím betonářské výztuže.



Obr. 53: Příklad segmentu vyztuženého prutovou výztuží (vlevo) a segmentu vyztuženého drátkem (vpravo) (DAUB, 2013, s. 31)

10.3.1.2 Jaké vlastnosti drátky ovlivňují?

Drátky přidávané do betonu pomáhají zlepšit jak přetvárné tak i pevnostní vlastnosti materiálu (především při tahovém namáhání), duktilitu a díky své náhodné orientaci integritu prvku. Působí a zlepšují vlastnosti všesměrně. Vykazují výrazně lepší chování po vzniku trhliny. Drátky mají základní dvě funkce. Pomáhají zpevňovat betonovou matici v mikro měřítku. Tím působí pozitivně na vznik smršťovacích trhlin při hydrataci betonu. Druhou

funkcí je z makro hlediska přemostění trhlin v betonu způsobených tahovým napětím a tím jeho určité vyztužení. Efekt zamezení velkých rozevřených trhlin vznikem velkého množství trhlin drobných je ideální pro jednoplášťová ostění a jejich hydroizolační vlastnosti. Pozitivní účinek ocelových drátků je významný také pro životnost ostění, která bývá vyšší než u kalsických železobetonových dílců díky menší šířce trhlin a pomalejší degradaci betonu. Další velice významnou vlastností drátkobetonového ostění je zpevnění a vyztužení křehkých rohů a okrajů příčných a podélných spojů mezi jednotlivými segmenty, které nemohou být díky krytí betonu dostatečně vyztuženy prutovou výztuží. Poškození, odlamování a vydrolení těchto oblastí při montáži ostění je pak značně redukováno. Omezeno je také poškození vlivem sekundárních sil způsobených například nepřesným uložením.



Obr. 54: Odlamování okrajů segmentu při působení sil štitových lisů (https://www.ita-aitec.cz/files/tunnel/2012/3/tunnel_3_12-8.pdf)

Drátky působí pozitivně i na chování betonového prvku při jeho transportu a instalaci. Zvýšena je také mechanická odolnost proti obrusu. To je výhodné například u transportních tunelů a štol, které přepravují určité médium. Pozitivně působí drátkobeton při upevňování tunelového vybavení, kdy nehrozí riziko navrtání betonářské výztuže.

Pro běžný obsah drátků v betonu se tuhost a chování kompozitu v tlaku od betonu bez drátků prakticky moc neliší. V případě tahového namáhání je situace zcela odlišná. Musí se rozlišovat mezi stavem před a po vzniku velké trhliny. Mikrotrhliny se objevují již ve chvíli, kdy na prvek začne působit malá tahová síla (stejně jako u prostého betonu). Při nárůstu zatížení se z mikrotrhlin lokalizuje pozvolně jedna velká trhlina. Dochází k průběžnému aktivování drátků a jejich postupnému vytahování z betonové matrice. Prostý beton má po vzniku velké trhliny ořetí drátkobetonu značně odlišné chování. Po překročení tahové pevnosti roste deformace náhle a skokově. Při srovnání drátkobetonu se železobetonem je celková únosnost drátkobetonového průřezu v ohybu oproti železobetonovému ostění výrazně nižší. Při vzniku trhliny v železobetonovém průřezu roste její šířka až do chvíle, než je aktivována výztuž (trhlina je širší než v případě drátkobetonu). Poté lineárně rozste až do chvíle než je dosaženo meze kluzu výztuže, která je řádově vyšší než pevnost v tahu jednotlivých drátků. Pevnost v tlaku je u drátkobetonového prvku vyšší než u železobetonového díky tomu, že drátky v blízkosti povrchu jsou schopné přenést oproti prostému betonu v krycí vrstvě určité příčné tahy, které zde při tlakovém namáhání vznikají. Lze konstatovat, že drátkobetonové ostění je vhodné tam, kde působí vysoké tlakové normálové síly společně s nízkými ohybovými momenty.

10.3.1.3 Typy vláken a drátků

Primární volbou je, zda použít vlákna ocelová nebo plastová. Obvykle bývají použita vlákna ocelová, tedy drátky, doplněná o určité množství plastových vláken kvůli zlepšení požární odolnosti tunelového ostění. Umělá vlákna není navíc doporučeno používat jako hlavní výztuž nosných prvků díky jejich nízkému modulu přetvárnosti a nestálosti při zvýšených teplotách. V posledních letech se ale lze setkat i s aplikací speciálních konstrukčních plastových vláken do nosných betonových prvků. Zatím ale bez většího

rozšíření v oblasti segmentového ostění. Drátky jsou vyráběny za studena nebo za tepla tažených drátů eventuálně štípáním z ocelových plátů. Do segmentového ostění se používají nejčastěji drátky tažené a tvarované za studena.

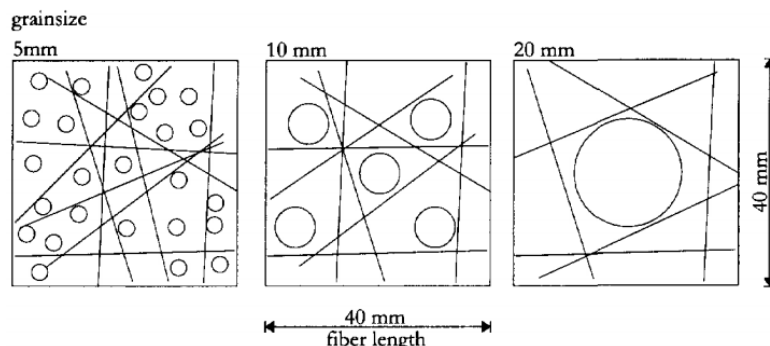
Aby se zlepšilo kompozitní působení drátkobetonu bývají drátky opatřeny na svých koncích „kotvením“ ve formě ohybů nebo háčků. Výhodné je také vyprofilování drátků po jejich délce. Příklady drátků a vláken do betonu jsou vidět na Obr. 55. Nejčastěji jsou používány drátky s ohnutými konci. Kromě odolnosti proti vytažení je pro drátky důležitá i jejich tahová pevnost. V ideálním případě dojde před vytržením drátku dříve k jeho přetržení.



Obr. 55: Příklady drátků a vláken do betonu (<http://www.ebeton.cz/pojmy/vlaknobeton>)

10.3.1.4 Vlastnosti drátků a ovlivnění čerstvé betonové směsi

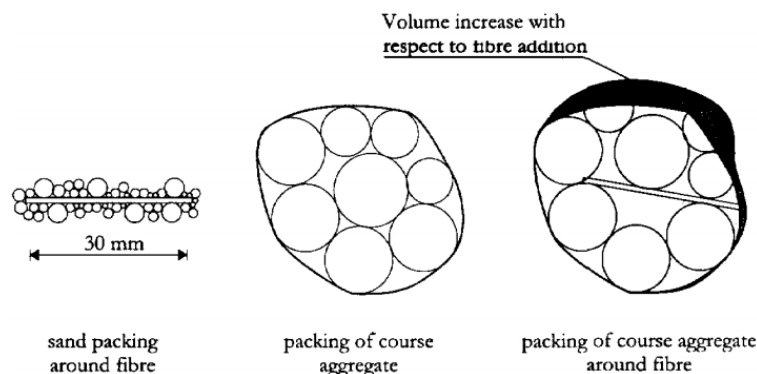
Délka drátků do segmentového ostění se pohybuje od 40 do 60 mm v závislosti na velikosti maximálního zrna betonové směsi. Doporučuje se délka drátku přibližně dvojnásobek až trojnásobek velikosti maximálního zrna kameniva. Důvodem je prostorové uspořádání drátků v matici a zpracovatelnost betonové směsi (viz Obr. 56).



Obr. 56: Závislost mezi délkou drátku a maximální velikostí zrna kameniva (Granisize – zrnitost, Fiber length – délka vlákna) (De Waal, 1999, s. 81)

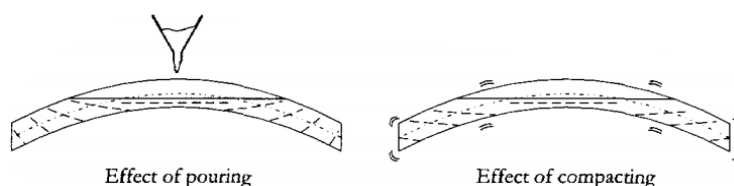
Pro drátky je velice důležitým parametrem jejich štíhlost, která je dána poměrem délky drátku (L) a průměrem (D) (v případě obdélníkových drátků náhradním průměrem). Čím je vyšší štíhlost drátků, tím je v betonové matici, při zachování stejné hmotnosti, více individuálních drátků a je zvýšena efektivita působení vyztužení. Vysoká štíhlost drátků s sebou nicméně přináší jednu nevýhodu, a tou je segregace (anglicky „balling“) jemných drátků. Proto se doporučuje držet poměr L/D štíhlosti mezi 50 a 80. Druhým důležitým parametrem je obsah drátků v čerstvé betonové směsi. Běžný obsah drátků je u typických segmentů mezi 30 až 50 kg/m³ (železobeton má obsah betonářské výztuže cca 100 kg/m³). Z hlediska dávkování se nedoporučuje používat méně než 25 kg/m³. Lze se ale setkat i s 80 kg/m³ a více. Pak je ale nutné upravit recepturu a technologii čerstvého betonu. Polypropylénová vlákna se přidávají v obsahu cca 1-4 kg/m³. Drátky se do čerstvé betonové směsi přidávají po svazcích obvykle slepených speciálními lepidly, které se během míchání rozpustí a tím umožní snadnější dávkovatelnost drátků, nebo je k dávkování použit speciální distributor, který ale zpomaluje proces míchání, či jsou drátky rovnoměrně sypány na pás kameniva.

Přidáním drátků do betonové směsi se zhoršuje zpracovatelnost (oproti betonu bez přidaných drátků), zvyšuje se energie nutná ke zhuštění směsi. Vlivem drátků se také zvyšuje výsledný objem směsi a obsah jemné složky kameniva (viz Obr. 57).



Obr. 57: Nárůst objemu betonové směsi vlivem přidání drátků (Sand packing around fibre – obalení drobného kameniva kolem vlákna, Packing of coarse aggregate – uspořádání hrubého kameniva, Packing of coarse aggregate around fibre – uspořádání hrubého kameniva kolem vlákna) (De Waal, 1999, s. 81)

Pro výsledné chování drátkobetonu je důležité, jakým způsobem je beton ukládán do formy bednění. Podstatné je, aby nedocházelo k horizontálnímu tečení čerstvé betonové směsi od prostředku dolů k okrajům bednění, které vyvolá určité usměrnění drátků v matici a omezení izotropního chování drátkobetonu. Při hutnění směsi vnějšími příložnými vibrátory mají drátky tendenci orientovat se ve směru kolmém ke směru vibrace.

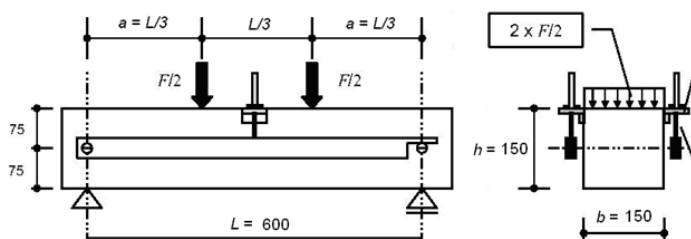


Obr. 58: Vlevo efekt usměrnění drátků při ukládání betonové směsi (Effect of pouring) do formy bednění, vpravo vliv hutnění (Effect of compacting) vnějšími vibrátory (De Waal, 1999, s. 82)

Pozor je třeba si také dát při vysokém obsahu drátků a kombinovaném způsobu vytužení na možné uspořádání drátků vlivem tečení kolem běžné betonářské výztuže při procesu betonáže.

10.3.1.5 Testování drátkobetonu

Základní vlastnosti materiálu spolu s pracovními diagramy se obvykle určují na základě dvou laboratorních testů L1 (ohybové namáhání pro malá přetvoření) a L2 (ohybové namáhání pro velká přetvoření). Základem je čtyřbodový ohyb zkušebních trámečků (viz Obr. 59) často se zářezem pro usměrnění místa vzniku první makrotrhliny.



Obr. 59: Uspořádání zkoušky čtyřbodovým ohybem (<https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/13029-srovnani-mc-2010-a-csn-73-2452-pri-zatrideni-dratkobetonu-do-pevnostni-tridy>)

Součástí zkoušek jsou i tlakové zkoušky na krychlích o hraně délky 150 mm. Určité materiálové parametry jako například pevnost v tahu se stanovují zpětně inverzním výpočtem z naměřených dat. Na trhu je nyní velké množství vláken a drátů různých délek,

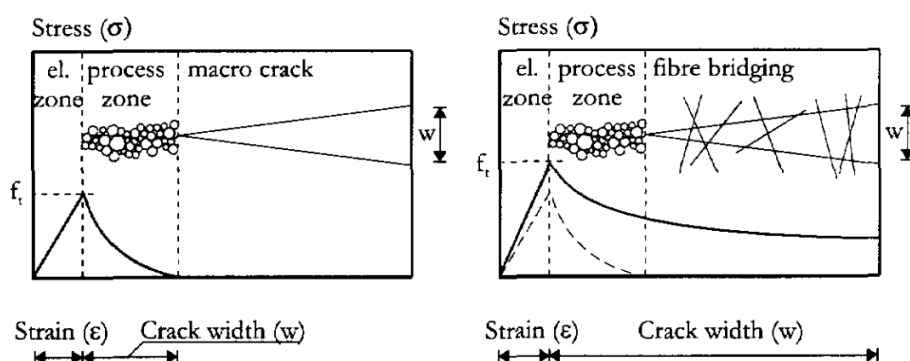
tvářů a profilů. Změna konkrétních materiálových vlastností by měla být prověřena na vzorcích před uvedením segmentů do výroby. Nedostatkem zkoušky uvedené výše je statická určitost prostého nosníku, která neumožňuje sledovat vliv chování drátkobetonu po vzniku trhliny s případným přeskupením napjatosti.

Při vyhodnocování výsledků z laboratorních zkoušek drátkobetonu a následném odvozování materiálových parametrů je vždy nutné prostřednictvím bezpečnostních součinitelů zohlednit měřítko skutečné konstrukce. Je velký rozdíl v chování zkušebního trámečku a někdy i několikametrového segmentu ostění. Omezená velikost zkušebního trámečku a jeho geometrické proporce ovlivňují orientaci drátků, která má vliv na výsledné materiálové parametry.

10.3.1.6 Modelování drátkobetonu a návrh prvků

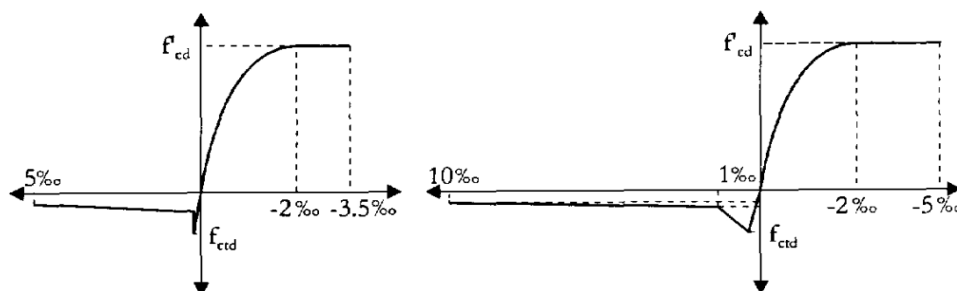
Proces poruchy drátků v drátkobetonu může nastat dvěma mechanismy. Buď je drátek vytržen z matrice a není dosaženo jeho tahové pevnosti, nebo naopak. Proti zamezení prvního typu porušení bývají drátky v betonové matici kotveny (viz výše).

Drátky v betonu pomáhají při vzniku trhliny přemostují trhliny od tahových namáhání. Tím zvyšují kapacitu (únosnost) prostého betonu v tahu. Pro názorné porovnání slouží průběh tahového napětí v závislosti na poměrném přetvoření betonu a po vzniku trhliny, na šířce trhliny pro prostý beton Obr. 60 vlevo a pro drátkobeton Obr. 60 vpravo. Do určité meze, která odpovídá tahové pevnosti, se materiál chová lineárně. Po překročení této hodnoty dojde ke vzniku mikrotrhlin, které se následně rozevírají v makrotrhliny.



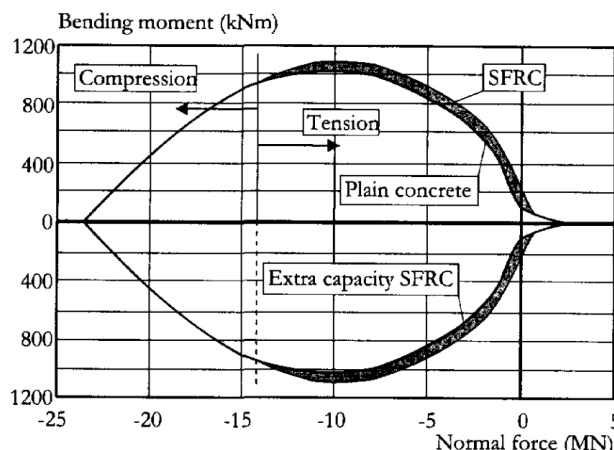
Obr. 60: Princip vzniku trhliny vlevo v prostém betonu; vpravo porovnání s drátkobetonem (Stress – napětí, Strain – přetvoření, Crack width – šířka trhliny, Elastic zone – pružná oblast, Process zone – procesní zóna, Macro crack – makrotrhlina, Fibre bridging – přemostění trhlin vlákny) (De Waal, 1999, s. 91)

Výpočtové pracovní digramy drátkobetonu se dost liší. Pro srovnání je uveden pracovní digram uvedený v německé směrnici pro navrhování drátkobetonu (Obr. 61 vlevo) a pracovní digram uváděného výrobcem drátků (Obr. 61 vpravo). Jednotlivé parametry obou pracovních digramů jsou stanoveny na základě vyhodnocení čtyřbodové ohybové zatěžovací zkoušky.



Obr. 61: Vlevo pracovní digram drátkobetonu dle německé směrnice; vpravo pracovní digram dle výrobce Dramix (De Waal, 1999, s. 93)

Tunelové ostění je obvykle namáháno kombinací normálové síly a ohybového momentu. Pro inženýrskou praxi je důležité stanovení interakčního diagramu drátkobetonu, kde lze kontrolovat, zda je pro určitou kombinaci vnitřních sil překročena únosnost drátkobetonového průřezu. Na Obr. 62 je porovnání interakčního diagramu pro prostý beton a drátkobeton. Interakční diagram může být rozdělen na dvě oblasti. Oblast, kde je normálová síla tak vysoká, že je průřez převážně tlačný. V tomto případě je vliv drátků v betonu zanedbatelný. Druhá oblast je oblast tahového namáhání. Zde je vidět určitý nárůst únosnosti vlivem zvýšené tahové únosnosti drátkobetonu.



Obr. 62: Porovnání interakčního diagramu prostého betonu a drátkobetonu (Bending moment – ohybový moment, Normal force – normálová síla, Compression – tlak, Tension – tah, Plain concrete – prostý beton, Extra capacity SFRC – zvýšení únosnosti vlivem SFRC) (De Waal, 1999, s. 110)

Návrhem drátkobetonových prvků se zabývá například DAfStB Guideline Steel Fiber Reinforced Concrete, DIN 1045-1 a EN 1992-1-1. Ke stanovení vnitřních sil na ostění se doporučuje použít fyzikálně nelineární metody výpočtu, které jsou schopné při zadání konkrétního pracovního diagramu drátkobetonu postihnout chování prvku po vzniku trhlin a přeskupení napjatosti vlivem snížení tuhosti daného průřezu.

Jestliže je k výpočtu použit komplexní materiálový model, který bere v úvahu i chování po vzniku trhliny (tzv. post cracking behaviour) a umožňuje přerozdělit namáhání prvku, pak je určité zlepšení únosnosti a především duktility prvku vlivem použití drátkobetonu markantnější.

10.3.1.7 Trvanlivost drátkobetonu

Při použití drátkobetonu jsou drátky blízko vnějšího povrchu betonového prvku přímo vystaveny vnějšímu prostředí a dochází k jejich korozi a snížení kvality pohledové části betonu. Z hlediska trvanlivosti a únosnosti prvku to ale nemá téměř žádný vliv, protože se většinou vzájemně nedotýkají. Dalším příznivým faktem je, že nárůst objemu korozních produktů bývá v případě drobných drátků minimální a nehrozí tedy odlupování betonu jako v případě klasického železobetonu. Jestliže je agresivita prostředí velmi vysoká, bývá použití drátkobetonu velice problematické, řešením může být použití pozinkovaných drátů nebo umělých vláken. Pokud jsou drátky správně rozptýleny v betonové matici, není z hlediska elektrické vodivosti téměř žádný rozdíl mezi drátkobetonem a prostým betonem. Tím, že spolu krátké drátky „nekomunikují“ je značnou měrou snížena i případná koroze vlivem bludných proudů.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 139); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 289-290); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 215); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 124-127); (DAUB, 2013, s. 30-31, s. 40-41); (Goodfellow, 2011, s. 37-40); (Gruebl, 2012, s. 12); (Luttikholt, 2007, s. 5-6); (De Waal, 1999, s. 79-95, s. 108-110); (A.F.T.E.S., 1999, s. 3).

11 Opatření pro zajištění vodonepropustnosti ostění

V textu níže se omezíme na jednoplášťová segmentová ostění, která musí ve většině případů splňovat požadavky na svou celkovou vodonepropustnost. V případě dopravních tunelů je vnitřní prostor tunelu chráněn jak proti průsakům a odkapům vody, tak proti velkým přítokům tlakové podzemní vody, zatímco hydrotechnická díla nesmí naopak propouštět vodu, v nich vedenou, ven.

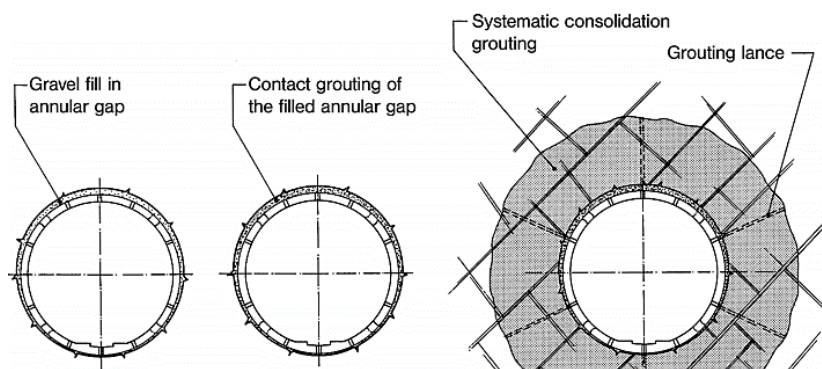
Ostění tunelu složené ze segmentů obsahuje velké množství spojů. Proto je zajištění kompletní vodonepropustnosti značně obtížné a je na něj kladen velký důraz. V praxi jsou možné dva způsoby zabezpečení vodonepropustnosti. Buď pomocí těsnění spojů s použitím těsnících vložek (anglicky gaskets) nebo částečně prostřednictvím tlakové injektáže okolního horninového masivu za ostění. Vždy se ale podílí na vodonepropustnosti díla také samotný segment, resp. beton, z kterého je vyroben. Proto musí být zvolena a vyzkoušena taková receptura, která odolá průsakům a tlakovému působení podzemní vody. Rozhodující pro vodonepropustnost je také šířka a hloubka trhlin.

11.1 Těsnící vložky

O segmentových těsnících vložkách je podrobně pojednáno v souvislosti s detaily segmentového ostění v kapitole 16.3 *Segmentové těsnění*.

11.2 Těsnící injektáže

Druhým způsobem, jak dosáhnout vodonepropustného ostění, je aplikace tlakové těsnící injektáže. V tomto případě je omezen přítok podzemní vody nebo naopak odtok vody z tunelu vyplněním pórů a puklin obklopujícího horninového masivu injektovanou směsí. Na Obr. 63 je uveden příklad vodovodního tunelu Evinos (Řecko), kde je použito jednoplášťové hexagonální segmentové ostění. Těsnící injektáže zde byly úspěšně nasazeny pro snížení ztrát vody z tunelu. Prostor mezi ostěním a horninou byl nejdříve vyplněn štěrkem, poté kontaktně zainjektována. Následovala systematická konsolidační injektáž okolního horninového masivu. Důležité je, aby byly spoje řádně utěsněny a injektované médium se tudíž při dosažení plného injektážního tlaku nedostávalo zpět do podzemního díla. Kvůli tomu bývají podélné a příčné spáry vyplněny v předstihu maltou nebo jiným způsobem z vnější strany těsněny. Ve chvíli, kdy se začne injektovat, natlačí přebytečná voda z injektážní směsi tyto zátky těsněji do spojů a tím zajistí možnost působení plného injektážního tlaku.



Obr. 63: Evinos Tunnel – způsob řešení vodonepropustnosti tunelového ostění (Gravel fill in annular gap – mezilehlý prostor za ostěním vyplněný štěrkem, Contact grouting of the filled annular gap – výplňová injektáž vyplněného prostoru za ostěním, Systematic consolidation grouting – systematický konsolidační injektáž, Grouting lance – injektážní vrt) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 143)

Vždy je možné použít kombinaci těsnících injektáže a těsnících vložek. Těsnící injektáž se také používá v případě poruch vodonepropustnosti ostění.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 141-143); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 291-294).

12 Ochrana před působením požáru

Měření a pokusy prováděné v tunelech spolu s vyhodnocením skutečných požárů ukázaly, že je značný rozdíl mezi požárem v budově a v podzemí, kde je dosahováno daleko vyšších maximálních teplot a mnohem rychlejšího nárůstu teploty v počáteční fázi požáru.

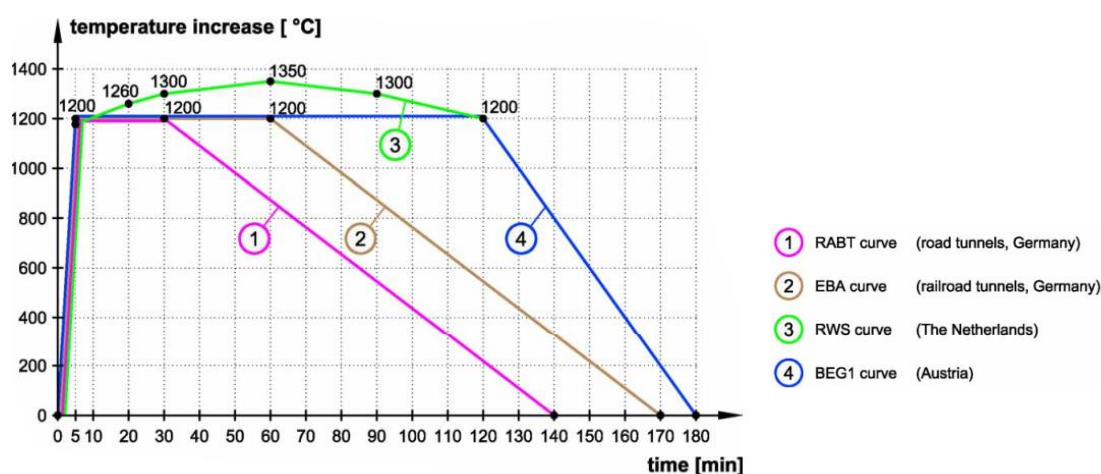
Především v dopravních tunelech, které jsou používány k transportu osob, je nutné zajistit dostatečnou požární odolnost a použitelnost nosné konstrukce po určitý čas a umožnit tak evakuaci osob ze zasaženého prostoru. Zároveň by měly být v co nejvyšší míře omezeny budoucí náklady na rekonstrukci tunelu po požáru.

Celkový koncept protipožární ochrany se běžně skládá z následujících aspektů:

- Systému monitoringu a řízení dopravy v tunelu a napojení na záchranný systém
- Zařízení schopných detekovat požár
- Stanovení únikových cest a bezpečných míst
- Systému odstranění zplodin a ventilace
- Požárního vodovodu a zařízení před portály tunelu

Cílem je zamezit vzniku rozsáhlých poškození a trvalých deformací nosné konstrukce. Pro tunely pod hladinou podzemní vody je také zásadní neporušení vodonepropustnosti ostění při působení účinků požáru. Segmentové těsnění většinou nebývá požárem ohrožené, protože se umísťuje k vnějšímu líci ostění.

Základem pro posuzování účinků požáru jsou křivky závislosti vývoje teploty na čase trvání požáru (tzv. teplotní křivky). Příklady jsou znázorněny na Obr. 64 níže. U všech je patrný rychlý počáteční nárůst teploty.

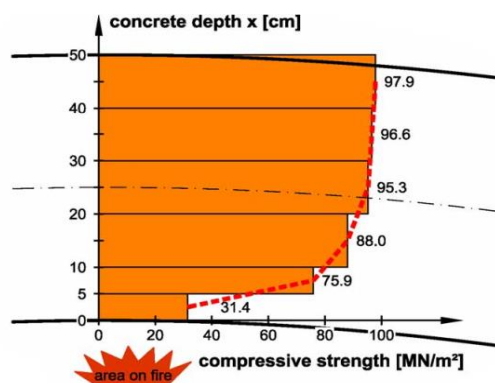


Obr. 64: Příklady teplotních křivek pro podzemní stavby (Temperature increase – nárůst teploty, Time – čas, Curve – křivka, Road tunnels – silniční tunely, Railroad tunnels – železniční tunely) (Wittke, a kol., 2007, s. 72)

12.1 Vlastnosti vyztuženého betonu za požáru

Díky nepatrně odlišné délkové teplotní roztažnosti betonářské výztuže ($12 \cdot 10^{-6}$) a betonu (dle vlastností kameniva $\approx 10 \cdot 10^{-6}$) dochází při tepelném zatížení segmentu k oddělení výztuže od betonové matrice a zhoršení vlastností železobetonu. Z tohoto důvodu by se mělo volit kamenivo, které má součinitel teplotní roztažnosti co nejbližší betonářské výztuži.

Při zvyšující se teplotě se snižuje tahová (i tlaková) pevnost výztuže (viz Obr. 65). V případě exponovaných řezů může dojít k popuštění výztuže a vzniku trhlin v betonu, což může být příčinou kolapsu celé konstrukce. Z tohoto důvodu je nutné mimo jiné dodržet vždy dostatečnou tloušťku krycí vrstvy.



Obr. 65: Změna tlakové pevnosti betonu po působení požáru (křivka EBA) (Concrete depth – tloušťka betonového průřezu, Area on fire – místo působení požáru, Compressive strength – pevnost betonu) (Wittke, a kol., 2007, s. 76)

12.2 Chování betonu při působení požáru

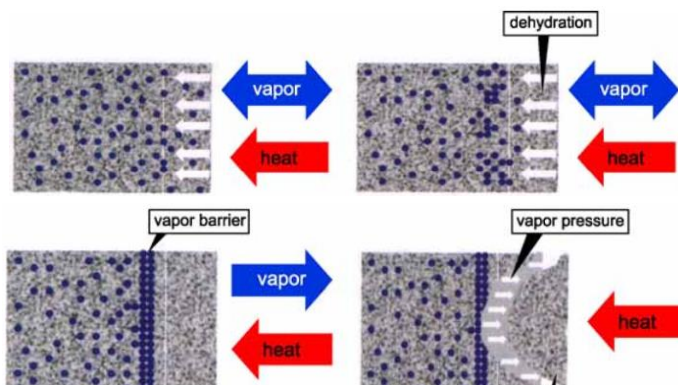
Z hlediska velikosti odprysků betonu při působení požáru lze rozlišovat následující tři typy porušení:

- Lokální odprysky a individuální odpady
- Globální odprysky betonových vrstev
- Explosivní odprysky

Lokální odprysky jsou dány především změnou ve fyzikálních a chemických vlastnostech betonového kompozitu při působení teplotního zatížení. Kamenivo běžně expanduje, zatímco cementový tmel se smršťuje vlivem dehydratace a chemických procesů. Lokální odprysky jsou do hloubky přibližně 20 mm a významně neohrožují únosnost betonového ostění.

Globální odprysky jsou především důsledkem dlouhotrvajících požárů. Tento typ porušení je nejčastěji způsoben nerovnoměrnou teplotou po výšce ostění a s tím spojeného rozdílného rozpínání betonu.

Jestliže není tunelové ostění navrženo na účinky požáru, mohou nastat tzv. explosivní odprysky, které jsou nejčastěji způsobeny extrémně rychlým nárůstem teploty v počátečních stádiích vývoje požáru (počátek v první minutě po vzniku požáru a konce po cca 20 až 30 minutách). Tento typ poškození zasahuje hluboko do ostění (i více jak 2/3 tloušťky ostění v případě požáru v Eurotunnelu v roce 1996). Příčinou je transport vypařující se pórové vody při působení vysokých teplot (princip viz Obr. 66), která migruje na stranu požáru ale i směrem dovnitř ostění. Na straně požáru se beton vysuší. Uvnitř ostění se ale voda shromáždí a vytvoří bariéru, kde působí vysoký tlak vodní páry. Ve chvíli, kdy je překročena pevnost betonu dojde k odprysku. Dalším důvodem je i dehydratace vrstvy betonu, která je vystavena požáru, změna chemických vlastností a expanze transformovaných látek.

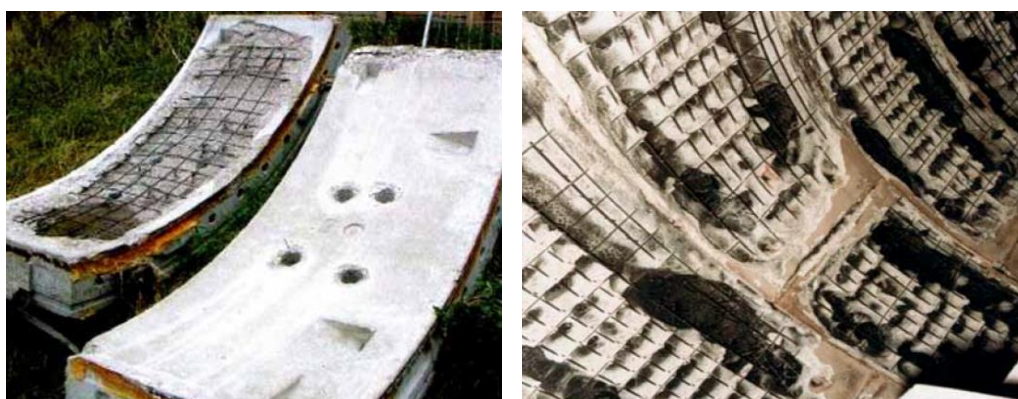


Obr. 66: Odprysky betonu bez požární odolnosti (Vapor – pára, Heat – teplo, Vapour barrier – parobariéra, Dehydration – dehydratace, Vapor pressure – tlak páry) (Wittke, a kol., 2007, s. 70)

12.3 Způsoby zajištění požární odolnosti ostění

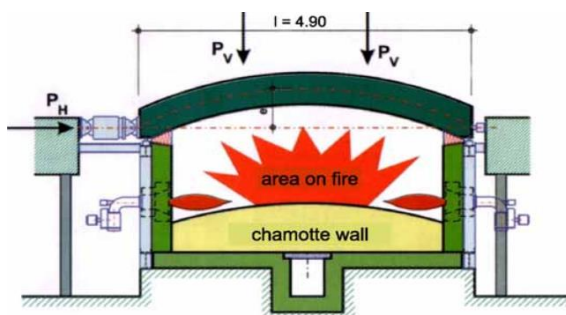
Rozlišujeme mezi základními třemi principy zajištění požární odolnosti segmentového ostění:

- Elastické žáruvzdorné omítky a nátěry (náštříky). Ty obsahují umělá vlákna, která jsou schopna přemostit úzké trhliny. Základem je zajištění dostatečné adheze omítky k podkladu. Nevýhodou je nízká životnost, která dosahuje přibližně 25 až 35 let.
- Vnitřní obložení ve formě panelů (tloušťky od 6 mm do 30 mm), které fungují jako dodatečná izolační vrstva. Panely musí být k ostění vždy dostatečně upevněny, aby nehrozilo při požáru jejich uvolnění a odpadnutí. Z tohoto důvodu se provádí zkušební testy izolační schopnosti panelů a únosnosti jejich upevnění. Podobně jako žáruvzdorné omítky mají i izolační panely svou omezenou životnost a musí být během každých 25 až 35 let měněny. Další nevýhodou společnou pro omítky a panely je, že zakrývají povrch nosné konstrukce, který je tak obtížné průběžně kontrolovat.
- Výroba ostění s vysokou požární odolností s použitím polypropylénových (PP) vláken, která se po vzniku požáru v matrici roztaví (již při cca 160 °C), vytvoří síť pórů, kam se může uvolnit přebytečná vodní pára. Zároveň vzniknou otevřené migrační cesty směrem k povrchu prvku, kudy může pára samovolně unikat. Porovnání škod na segmentu bez a s použitím PP vláken je názorně ukázáno na Obr. 67. Užívají se vlákna velikosti od 2 do 12 mm průměru od 12 do 35 μm s dávkováním cca 1-4 kg/m³.



Obr. 67: Vlevo porovnání segmentu bez vláken a se syntetickými vlákny, vpravo ostění po požáru v Eurotunelu (Wittke, a kol., 2007, s. 77)

Časté je sledování působení požáru na ostění v měřítku 1:1 ve speciální požární komoře (viz Obr. 60). Stanoví se množství odpadů krycí vrstvy betonu, průběh teploty po tloušťce konstrukce, případně teplota výztuže.



Obr. 68: Zkouška betonového segmentu na účinky požáru (Area on fire – místo působení požáru, Chamotte wall – šamotová stěna) (Wittke, a kol., 2007, s. 75)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (DAUB, 2013, s. 33-34); (Wittke, a kol., 2007, s. 68-77); (De Waal, 1999, s. 85-86).

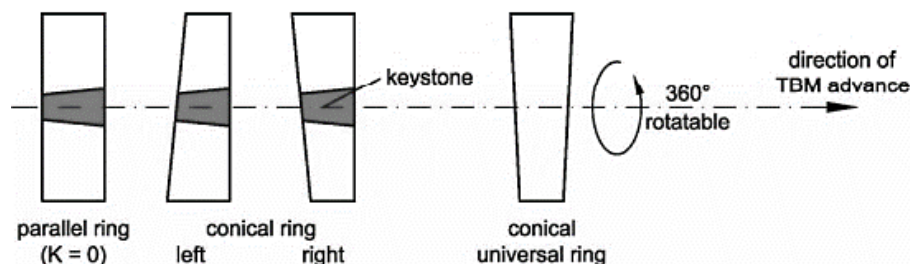
13 Geometrie prstenců segmentového ostění

Ve většině případů nebývá tunel přímý, ale kopíruje prostorovou trasu díla složenou z výškových a směrových oblouků rozdílných poloměrů. Tunelovací stroj se touto trasou snaží projet co nejpřesněji je to možné. Ostění musí tuto linii také sledovat bez poškození způsobeného kontaktem ocasu štítu a segmentů. To by vedlo v případě konstantní délky prstence ostění k jednostrannému otevření příčné spáry mezi sousedními prstenci v oblouku a ke ztrátě funkce segmentového těsnění. Tento efekt není u jednoplášťových vodotěsných ostění přípustný. Zároveň je vždy vhodné z hlediska hydroizolačních vlastností ostění se v co nejvyšší míře vyhnout křížovým spojům mezi segmenty (průběžné podélné spáry).

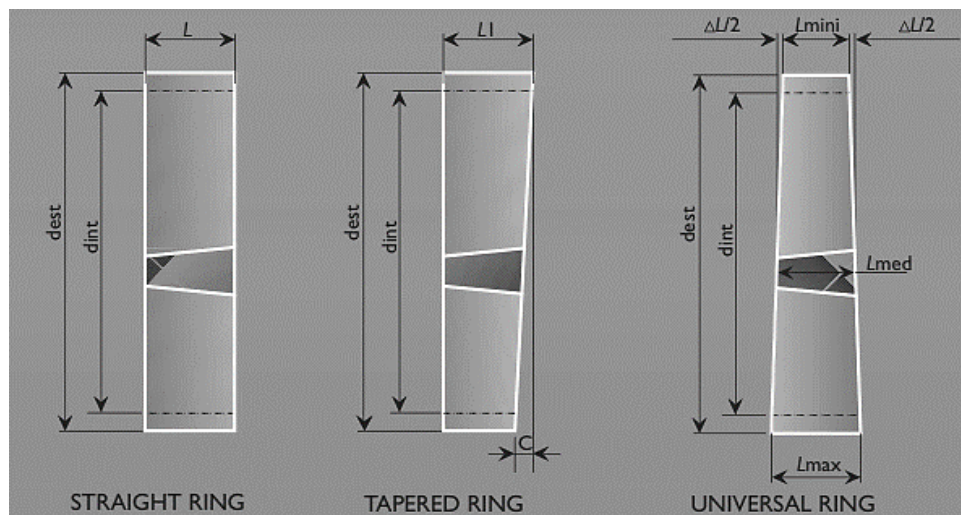
Z geometrického hlediska jsou jednotlivé prstence válce se dvěma základnami, které mohou být buď navzájem paralelní, nebo zkosené.

Rozlišujeme tři základní typy prstenců (viz Obr. 69 a Obr. 70):

1. Rovnoběžné povrchy, rovný prstenec (straight ring, parallel ring)
2. Nerovnoběžné povrchy, lichoběžníkový konický prstenec (left or right tapered ring, conical ring)
3. Nerovnoběžné povrchy, universální konický prstenec (universal ring)



Obr. 69: Možné tvary prstenců segmentového ostění (Left – levá, Right – pravá, Keystone – závěrný klenák, Rotable – otočný, Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje) (Wittke, a kol., 2007, s. 40)



Obr. 70: Varianty geometrického uspořádání prstenců ostění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 177)

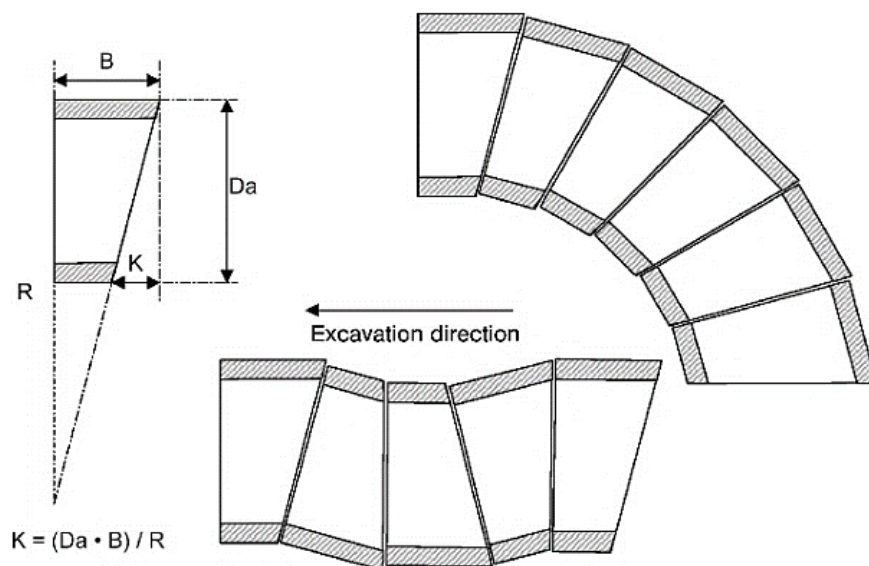
Přímé rovnoběžné prstence se v současné době jako jednoplášťové ostění již téměř nepoužívají. Navrhují se ale jako ocelové speciální prstence v místech, kde později dojde k příčnému přerušení ostění a vytvoření tunelové propojky (více o této problematice v kapitole 35 Řešení prostupů v segmentovém ostění).

Uspořádání prstenců v případě tunelů vedených v oblouku má dva způsoby řešení. Rozdíl mezi těmito variantami je pouze v univerzálnosti během sestavování. Na funkci ostění nemá téměř žádný vliv.

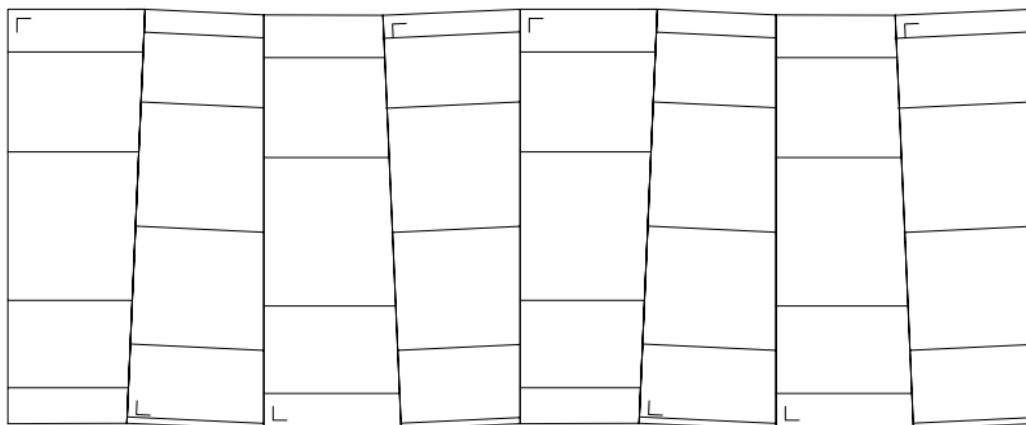
13.1 Kombinace levého a pravého lichoběžníkového prstence

První, méně obvyklou, možností je kombinace jednostranně zkosených levých a pravých lichoběžníkových prstenců. Zkosení je vždy na opačné straně, než působí na ostění štítové lis. Nevýhodou tohoto řešení jsou vysoké náklady a nároky na logistiku a výrobu těchto atypických prstenců ostění.

Příklad tohoto uspořádání je znázorněn na Obr. 71.



Obr. 71: Příklad směrového vedení díla při použití jednostranně zkosených prstenců (Excavation direction – směr ražby) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 130)

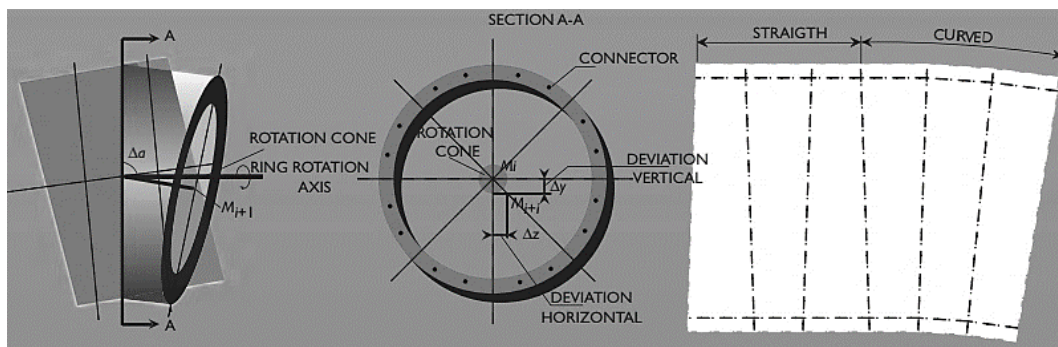


Obr. 72: Příklad skladby segmentů v tunelu v přímé při použití jednostranně zkosených prstenců (Luttkholt, 2007, s. 6)

13.2 Univerzální prstenec

V současné době je běžnější použití tzv. univerzálního prstence jak v přímých, tak zakřivených částech trasy. Tento přístup umožňuje horizontální i vertikální vedení osy díla i vyrovnání odchylek během ražeb bez nutnosti výroby speciálních prstenců ostění. Omezením je pouze požadavek na neprůběžnost podélné spáry. Geometrickou charakteristikou, která z prstence dělá prstenec univerzální, je jeho zkosení, kterým lze formovat trasu o různých poloměrech. Čím menší poloměr trasy, tím větší zkosení prstence. Plynulého nárůstu křivosti oblouku (přechodem z přímé přes přechodnici do oblouku) se dosahuje postupným natáčením jednotlivých sousedních prstenců vůči sobě. Obr. 73 ukazuje možné použití univerzálního prstence ve směrovém oblouku.

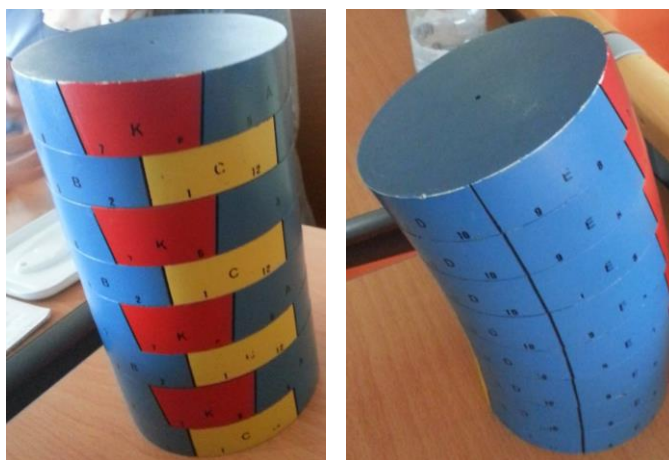
13 Geometrie prstenců segmentového ostění



Obr. 73: Příklad sestavení směrového oblouku za použití univerzálního prstence (Ring rotation axis – osa kolem které prstenec rotuje, Rotation cone – rotační kužel, Connector – spojovací prostředek, Deviation – odchylka, Verical – svislý, Horizontal – vodorovný, Straight – rovný, Curved – ve směrovém oblouku) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 178)

Hlavní výhodou tohoto uspořádání jsou nízké požadavky na výrobu a logistiku segmentů, protože není vyráběno velké množství rozdílných prstenců ostění. To je pro prefabrikaci rozhodující výhodou. Pokud vyžadujeme neprůběžnou podélnou spáru, je nutné udělat kompromis při prostorovém vedení trasy a upravit tomu skladebné schéma jednotlivých segmentů. Obtíž při výrobě univerzálního prstence je fakt, že každý segment prstence ostění má, díky rozdílnému zkosení, svou vlastní specifickou formu bednění

Na Obr. 74 je vidět stavebnice pro názornou ukázkou sestavení ostění z univerzálních prstenců. Na pravém obrázku je ostění složeno tak, aby dosahovalo oblouku o co nejmenším poloměru. Je to ale za cenu průběžnosti podélné spáry, což je v praxi nepřijatelné.



Obr. 74: Vlevo univerzální prstenec v přímé, vpravo univerzální prstenec v oblouku (<http://geo-technical.blogspot.com/2014/05/week-18-tunnelling-tbm-course-ground.html>)

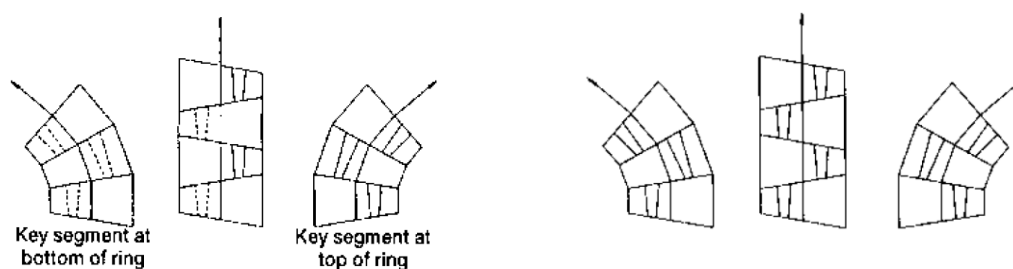
Jestliže je tunel veden zároveň ve směrovém i výškovém oblouku bývá hlavním směrem natáčení směr podle směrového oblouku, protože máv řádově menší poloměr. V případě, že by poloměry oblouků byly podobné, proběhne natočení prstenců podle fiktivního oblouku, který vznikne se sloučením směrového a výškového.

Nevýhodou klasického univerzálního prstence se shodným uspořádáním segmentů v prstenci je, že se vždy mění poloha klenáku. V případě přímého vedení tunelu musí být každý prstenec otočený vůči předchozímu o 180° a klenák by se nacházel jednou v přístropí a jednou u dna tunelu (viz Obr. 75 vlevo). To je ale pro montáž segmentového ostění velice nevhodné. Pokud nastane případ, že se klenák musí umístit do prostoru invertu, pak je nutné, aby montáž začala segmentem ve stropu tunelu, který musí být ve své poloze držen pomocí štitových lisů. Toto vše musí být bráno v úvahu při návrhu razicího stroje. Také musí být provedena další opatření nezbytná pro ochranu posádky v prostoru pod erektorem. Moderní tunelovací stroje ale tento způsob montáže umožňují a jsou na něj připraveny. Další možnosti

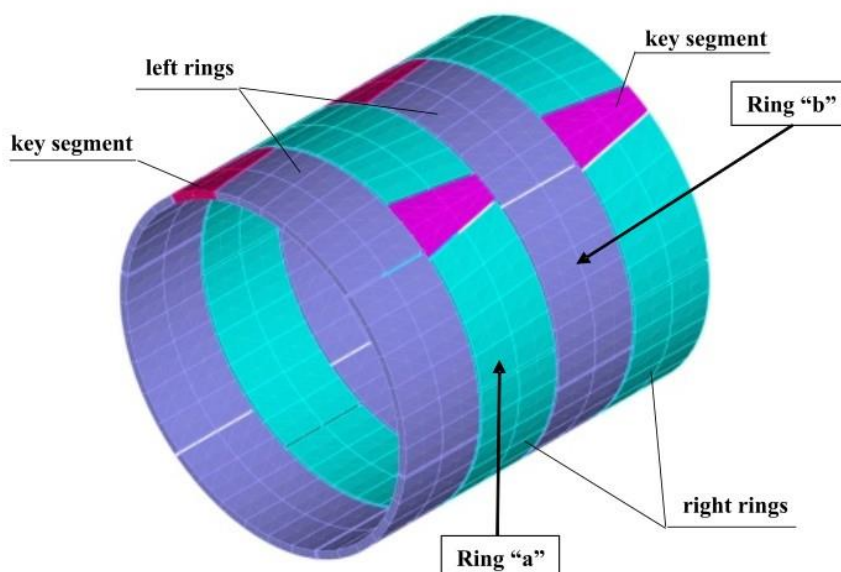
13 Geometrie prstenců segmentového ostění

je umístit klenák do boků tunelu, střídavě na levou a pravou stranu a tomu uzpůsobit pracovní postup sestavování jednotlivých segmentů.

Univerzální prstence jsou někdy vyráběny ve formě „left-right universal rings“ (Obr. 75 vpravo a Obr. 76) a jsou koncipovány do párů. Jeden prstenec je levý, druhý pravý. Mají naprosto stejné rozměry a konicitu. Uspořádání segmentu v případě levého prstence je ale přesně opačné než uspořádání segmentů pravého. Pravidelné střídání levého a pravého prstence tak umožňuje přímé vedení tunelu s klenákem vždy v oblasti stropu a montáž segmentů odspoda nahoru. Nevýhodou je nutnost výroby dvou typů prstenců.



Obr. 75: Vlevo skladba ostění pouze s jedním univerzálním prstencem; vpravo skladba s levým a pravým univerzálním prstencem (Key segment at the bottom of ring – závěrný klenák ve spodní části prstence ostění, Key segment at the top of ring – závěrný klenák ve vrchní části prstence ostění) (A.F.T.E.S., 1999, s. 8)



Obr. 76: Left-right univerzální prstence (Key segment – závěrný klenák, Ring – prstence ostění, Left rings – levé prstence, Right rings – pravé prstence) (<https://www.scsolutions.com/structural/projects/vta-bart-tunnel-liner-study/>)

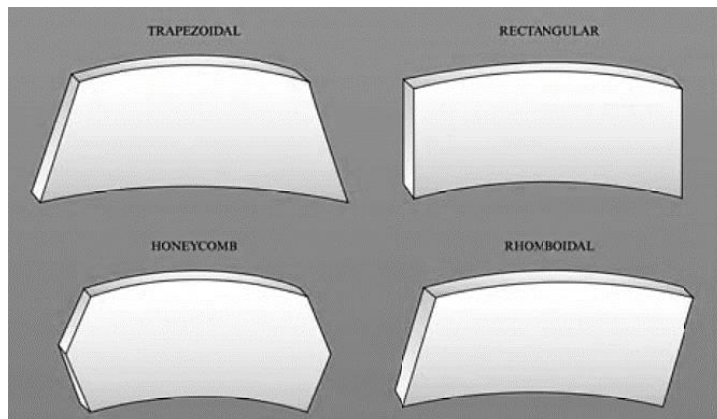
Problém s křížovým spojem mezi segmenty vzniká obvykle v přímých úsecích. Mezi další možnosti, jak tento jev eliminovat je vyrobit segmenty s ukloněnou podélnou spárou (lichoběžníkové a kosočtvercové segmenty viz 14.2.2 Rombické a trapezodrické ostění). Pak je možné jednotlivé segmenty v sousedních prstencích skládat do stejné polohy.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 176-180); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 130), (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 58-59); (Wittke, a kol., 2007, s. 38-42); (Goodfellow, 2011, s. 41); (A.F.T.E.S., 1999, s. 4-5, s. 8).

14 Tvarové varianty segmentů

Aby bylo správně rozhodnuto, jaký zvolit nejvhodnější tvar segmentů, je nezbytné nejdříve porozumět montážnímu postupu jednotlivých prstenců ostění. Každý prstenec je sestaven za pomoci erektoru v zadní části štítu. Proces montáže zahrnuje postupnou instalaci jednotlivých segmentů obvykle zakončenou závěrným klenákem. Více v kapitole 33 *Montáž segmentového ostění*.

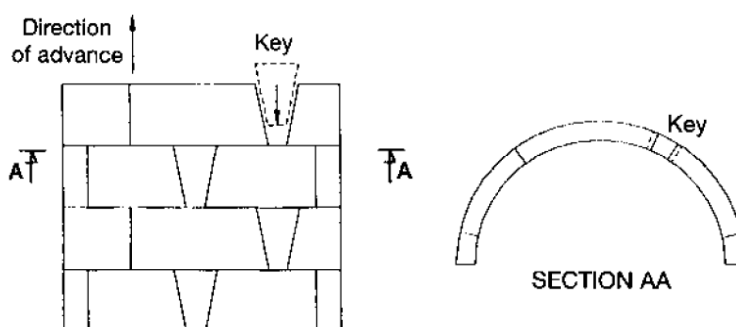
Sestava užívaných geometrických tvarů segmentů je zobrazena na Obr. 77.



Obr. 77: Základní geometrické tvary segmentů ostění (Trapezoidal – lichoběžníkový, Rectangular – obdélníkový, Honeycomb – hexagonální, Rhomboidal – kosodélníkový) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 181)

14.1 Závěrný klenák

Závěrný prvek (klenák, anglicky Keystone) je segment klínového tvaru s nejdelší stranou ve směru ražby a je instalován do prstence vždy jako poslední. Díky jeho specifickému tvaru je možné při usazování vnést do prstence určité tlakové namáhání (prstenec je klenákem rozepřen), které působí pozitivně na tvarovou stálost prstence a na dolehnutí těsnění mezi jednotlivými spárami. Je nezbytné, aby sousední dva segmenty (anglicky Boundary Segments nebo Counter Segments) přilehly ke klenáku měly vždy správně zkosené strany. Čím je větší úhel zkosení hran segmentu, tím je, při dané síle přítláčných lisů, větší tlak pro rozepření prstence ostění a klesá třecí síla vyvíjená na těsnění.



Obr. 78: Proces instalace závěrného klenáku (Direction of advance – směr postupu (ražby), Key – závěrný klenák, Section – řez) (A.F.T.E.S., 1999, s. 7)

Nejčastěji se volí klenák menší (přibližně polovinové až třetinové délky běžného segmentu), pak se skladba ostění označuje jako „ $x + 1(1/3)$ “ to znamená, že se jeden prstenec skládá z „ x “ běžných segmentů a jednoho klenáku třetinové délky běžného segmentu. Pro lepší manipulovatelnost a snazší instalaci prstence je menší klenák výhodou. Z určitých skladebných důvodů může být výhodné navrhnout všechny segmenty v prstenci o stejných rozměrech včetně klenáku, který má v tomto případě přibližně stejnou délku jako zbylé segmenty. Skladba se označuje jako „ $x + 0$ “ a říká, že v prstenci je „ x “ segmentů včetně klenáku.

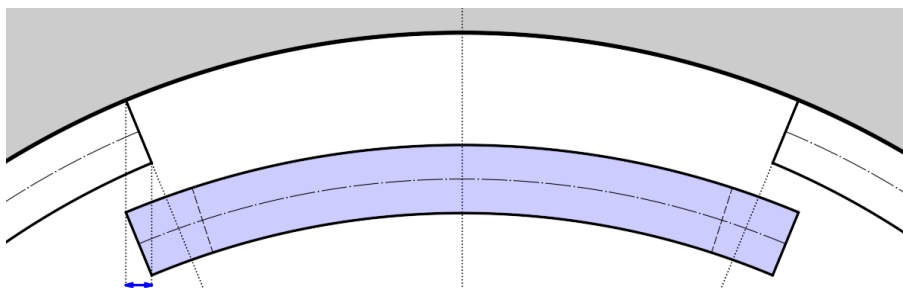
14 Tvarové varianty segmentů

V závislosti na konkrétních specifikách každého projektu by mělo být zhodnoceno, který systém je pro daný projekt více vhodný. Velký klenák je ale čím dál častěji používán i s ohledem na rozložení působení štítových lisů a prostorové vedení trasy tunelu.

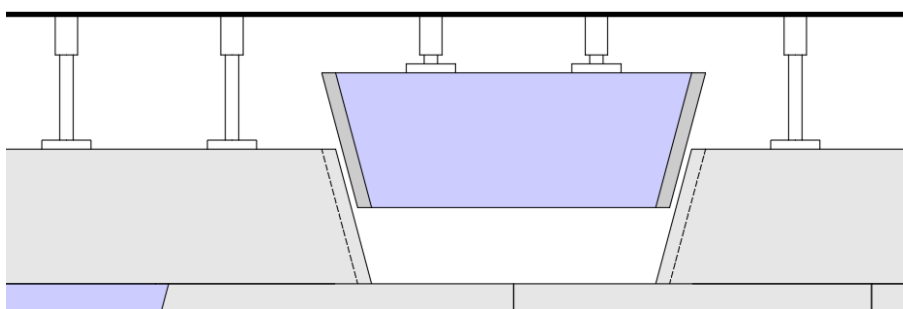


Obr. 79: Příklad úzkého klenáku a uspořádání „ $x + 1(1/4)$ “ (https://c1.staticflickr.com/1/141/377565595_260f8b53db_z.jpg?zz=1)

Při schématu „ $x + 0$ “ může být z prostorového hlediska problém s usazením závěrného klenáku. Čím je jeho středový úhel větší, tím je potřeba více prostoru pro zasunutí klenáku do své pozice (viz Obr. 80 modrá šipka). Aby bylo možné klenák umístit na své místo, je třeba zvolit optimální kombinaci maximálního stažení štítových lisů a dostatečného půdorysného zkosení klenáku (viz Obr. 81).



Obr. 80: Problém s montáží klenáku při uspořádání „ $x + 0$ “ – řez ostěním



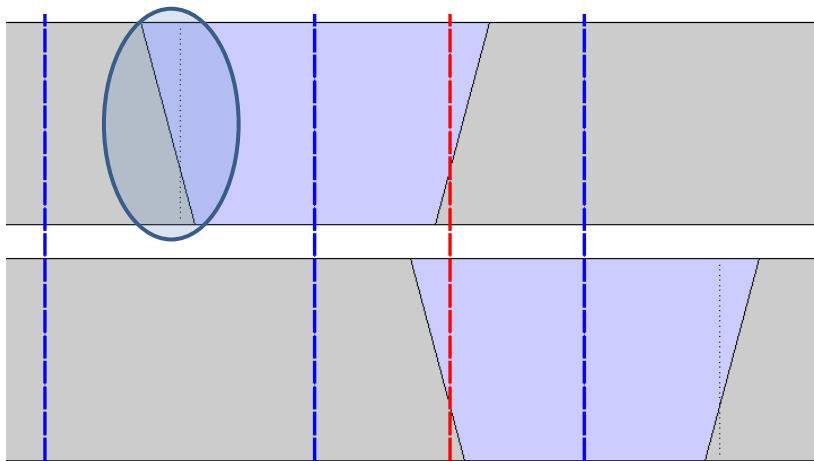
Obr. 81: Problém s montáží klenáku při uspořádání „ $x + 0$ “ – rozvinutý vnitřní pohled

Usazení velkého klenáku je závislé na více geometrických a konstrukčních aspektech:

- Tloušťka ostění
- Středový úhel (velikost) klenáku
- Půdorysné zkosení klenáku
- Maximální zdvih štítových lisů
- Natočení styčné plochy klenáku a sousedních segmentů (na Obr. 80 kolmé)

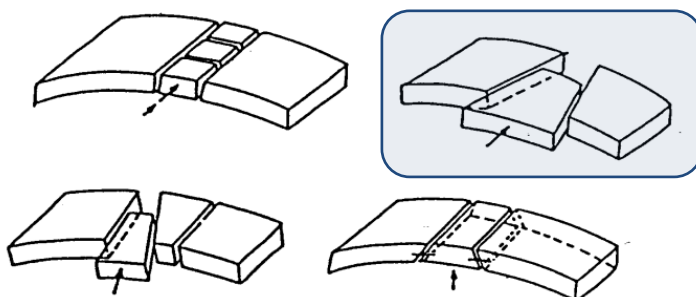
Více o jednotlivých schématech uspořádání segmentů v prstenci obsahuje kapitole 18.5 Počet segmentů v prstenci ostění, šířka závěrného klenáku.

Aby se zamezilo vzniku křížového spoje segmentového těsnění při určitých skladebných systémech ostění, je obvykle půdorysné zkosení klenáku nesymetrické (viz Obr. 82).



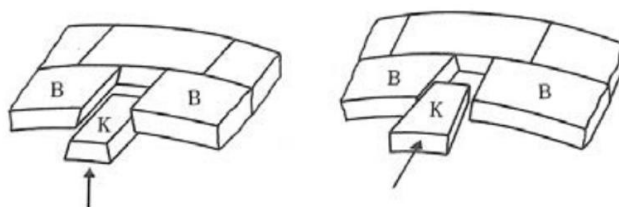
Obr. 82: Nesymetrické půdorysné zkosení závěrného klenáku

Možné způsoby (i historické) uzavírání prstence ostění jsou vidět na Obr. 83. V dnešní době se již výhradně používá způsob zvýrazněný vpravo nahoře. Více o problematice montáže klenáku obsahuje kapitola 33.2 Montáž závěrného klenáku.



Obr. 83: Způsoby uzavření prstence segmentového ostění (Barták, a kol., 2011, s. 113)

Spoje mezi běžnými segmenty v prstenci jsou obvykle uspořádány radiálně ke středu tunelu. Tím je zajištěno, že normálové síly působí vždy kolmo na styčnou plochu a není třeba provádět žádná dodatečná opatření. V případě klenáku je možné podélnou ložnou plochu sklonit. Šikmost je obvykle volena tak, že je klenák širší na vnější straně ostění (zešíkmení směrem dovnitř) viz Obr. 84 vpravo. Klenák je tak v prstenci všesměrně zaklíněn a nehrozí jeho uvolnění. Do své výsledné polohy se musí ale umístit převážně podélným posunem. To uspořádání vede k nutnosti delší dráhy pro zasunutí prvku do své výsledné polohy a tím i většímu zdvihu štítových lisů (viz výše).



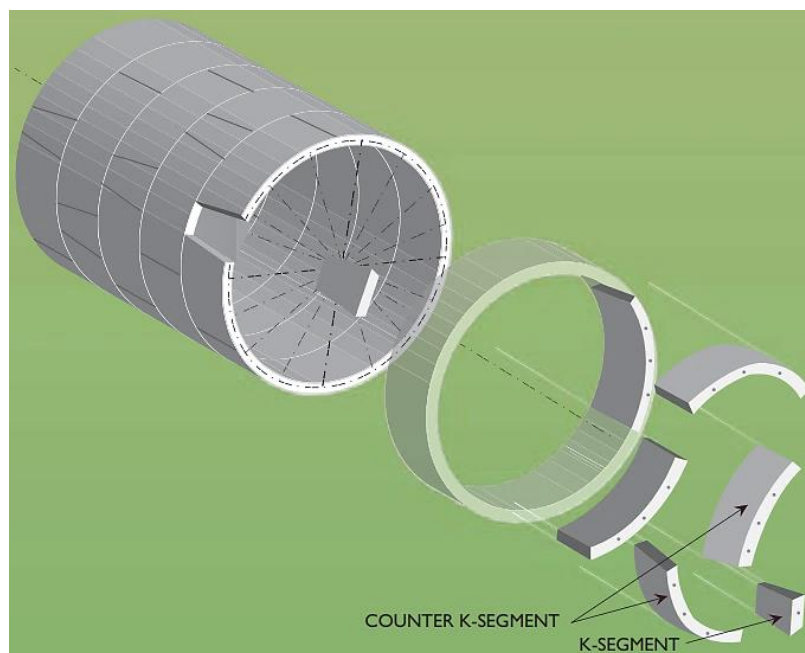
Obr. 84: Vlevo klenák zešíkmen směrem ven, vpravo klenák zešíkmen směrem dovnitř (http://35r8vq1qfmha1cecht1675qy.wpengine.netdna-cdn.com/wp-content/uploads/2017/04/5_SegmentDesign_WTC2016.pdf)

V opačném, méně obvyklém, případě, kdy je podélný spoj klenáku zešíkmený směrem ven (viz Obr. 84 vlevo), nebo jsou styčné plochy rovné, je instalace snazší. Hrozí ale to, že nebude podélný spoj schopný přenášet vnější zatížení a klenák vypadne směrem do tunelu. Tomuto jevu se musí zabránit použitím spojovacích prvků.

14.2 Čtyřúhelníkové segmenty

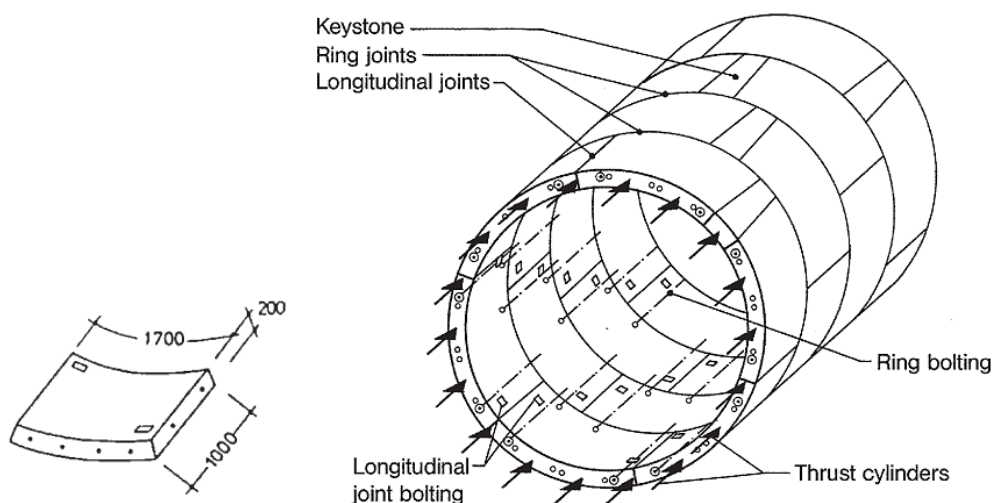
14.2.1 Obdélníkové segmenty

Obdélníkové segmentové ostění (anglicky rectangular nebo block segmental lining) je montováno z pravidelných prvků a obvykle jednoho klenáku uzavírajícího každý prstenec ostění. Výsledkem této pravoúhlé geometrie jsou přímé spáry mezi jednotlivými segmenty v rámci jednoho prstence. Každý prstenec je samostatný nosný prvek oddělený od ostatních opět přímou spárou.



Obr. 85: Proces sestavování prstence ostění z obdélníkových segmentů a závěrného klenáku (K-segment – závěrný klenák, Counter k-segment – segment sousedící se závěrným klenákem) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 181)

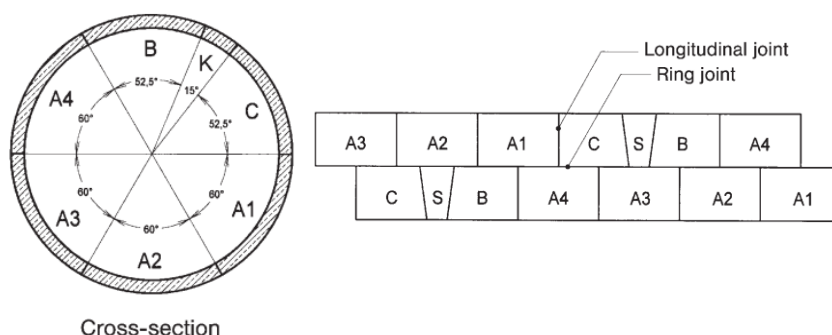
Obdélníkové segmentové ostění se stalo v současnosti nejpoužívanějším typem jednoplášťového vodotěsného prefabrikovaného ostění používaného pro mechanizované tunelování. Voděodolnost je zajištěna těsněním všech spojů mezi jednotlivými segmenty. Těsnící prvky jsou uloženy v drážkách.



Obr. 86: Obdélníkové segmentové ostění s úzkým klenákem a neprůběžnou podélnou spárou „x + 1(1/4)“ (Keystone – závěrný klenák, Thrust cylinders – štitové lisy, Ring joints – příčné spoje, Longitudinal joints – podélné spoje, Ring bolting – šrouby v příčných spojích, Longitudinal joint bolting – šroub v podélných spojích) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 123)

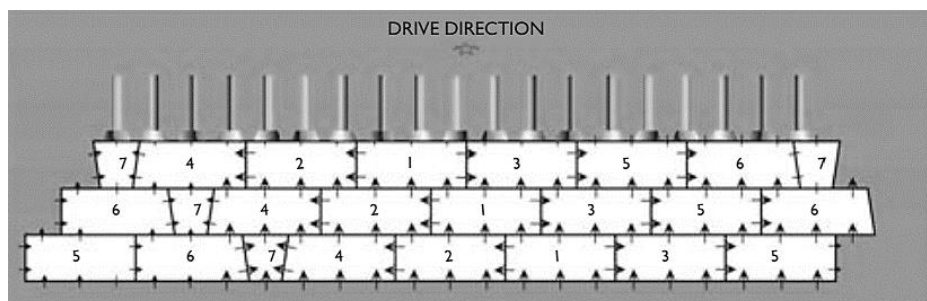
Dalším velice účinným opatřením zlepšují voděodolnost a celkové statické chování tohoto typu ostění je pootočení jednotlivých prstenců vůči sobě navzájem, jak je vidět na Obr. 87. Tímto offsetem je docíleno toho, že v žádném místě tunelu nevznikají pro těsnění velice nepříznivé křížové spoje. Takovéto uspořádání působí velice výhodně také staticky, zvyšuje se tuhost celé tunelové trouby vzájemným spojením sousedních prstenců ostění. Tento „překryv“ segmentů je též příznivý z hlediska bezpečnosti při montáži ostění. Například po umístění prvního segmentu v rámci nového prstence ostění musí být pro usazení druhého prvku staženy příslušné štitové lisy. Tlak vyvíjený na první segment ale drží uvolněné segmenty v předchozím (již sestaveném) prstenci ostění a brání rozvolnění vazby.

Příklad skladebného schématu „x + 1(1/3)“ s neprůběžnou podélnou spárou je vidět na Obr. 87.



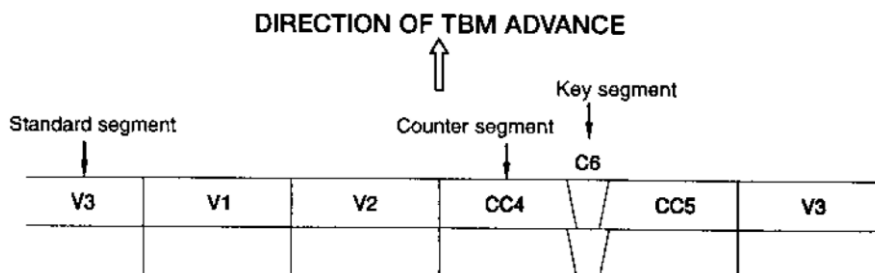
Obr. 87: Rozložení jednotlivých segmentů zajišťující neprůběžnou podélnou spáru (Cross-section – příčný řez, Longitudinal joint – podélný spoj, Ring joint – příčný spoj) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 130)

Příklad postupu montáže ostění „x + 1(1/3)“ je znázorněn na Obr. 88. Čísla na jednotlivých segmentech určují pořadí montáže.



Obr. 88: Postup sestavování obdélníkových segmentů – rozvinutý vnitřní pohled (Drive direction – směr ražby) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 182)

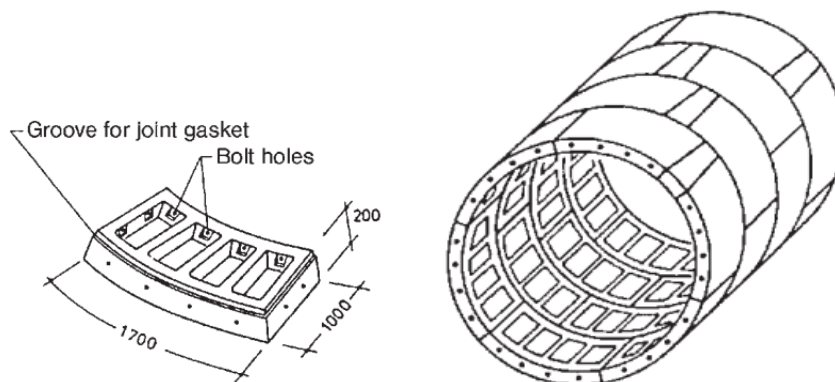
V některých ojedinělých případech je použití průběžné podélné spáry také možné (viz Obr. 89). Nejčastěji v místech, kde jsou navržena příčná propojení nebo jiné typy výklenků. Čísla na jednotlivých segmentech určují pořadí montáže v prstenci ostění.



Obr. 89: Příklad uspořádání segmentů s průběžným podélným spojem (Direction of TBM advance – směr ražby, Standard segment – standardní segment, Key segment – závěrný klenák, Counter segment – segment sousedící se závěrným klenákem (A.F.T.E.S., 1999, s. 7)

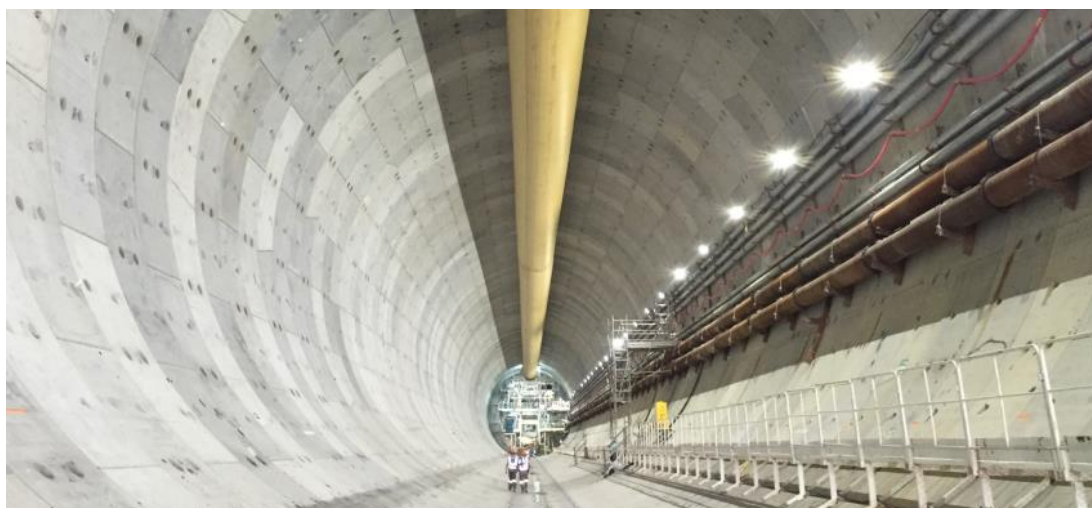
Toto uspořádání s průběžnou podélnou spárou se také užívá, když je třeba, aby štítové lisy působily s co nejmenší excentricitou na plochu příčného spoje. Typickým příkladem je průchod tunelovacího stroje přes velice pevné pásmo horniny, kdy je nutné působit extrémními silami štítových lisů. Dále se toto uspořádání používá u dvouplášťového ostění, kde nejsou tak vysoké požadavky na vodotěsnost ostění.

Lze se setkat i s kazetovým obdélníkovým ostěním (anglicky box shape, hollow, nebo ribbed type) (viz Obr. 90). To je výhodné z hlediska spojování jednotlivých segmentů. Z hlediska výroby je ale tento tvar velmi nepříznivý. Pro potřebný světlý vnitřní profil je potřeba ze statického hlediska větší plochu výrubu v porovnání s plným průřezem (díky sníženému momentu setrvačnosti). Benefitem může být snazší manipulovatelnost.



Obr. 90: Obdélníkové kazetové segmentové ostění (Groove for joint gasket – drážka pro segmentové těsnění, Bolt holes – otvory pro šrouby) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 129)

Použití obdélníkového tvaru segmentů spolu s klasickými tunelovacími stroji vyžaduje vždy oddělení fáze ražeb od fáze montáže prstence ostění, kdy jsou štítové lisy staženy a stroj stojí. Omezení kontinuity ražeb je způsobeno především limitovaným zdvihem štítových lisů. Teoreticky pokud by byl zdvih štítových lisů více jak dvojnásobný oproti délce prstence ostění, mohla by ražba probíhat kontinuálně i s klasickým obdélníkovým tvarem segmentového ostění. Problémy by ale nastaly s konstrukcí štítových lisů, kde by na takovou délku hrozilo porušení vzpěrem. Dále by nastaly obtíže při namáhání jednotlivých prstenců, které by v určité chvíli nebyly uzavřeny v prstenci ostění a při finálním uzavírání prstence ostění. Z těchto důvodů se v minulosti přistoupilo k vývoji jiných tvarů ostění typu hexagonů, které kontinuální postup umožňují. Bohužel je nutné říci, že se stále nepodařilo nalézt „jiný“ vhodný tvar segmentů, který by měl výhody universálního obdélníkového prstence a zároveň by odstranil všechny jeho nevýhody. Použití ostatních speciálních tvarů ostění je spíše výjimečné a ve světě dost ojedinělé.

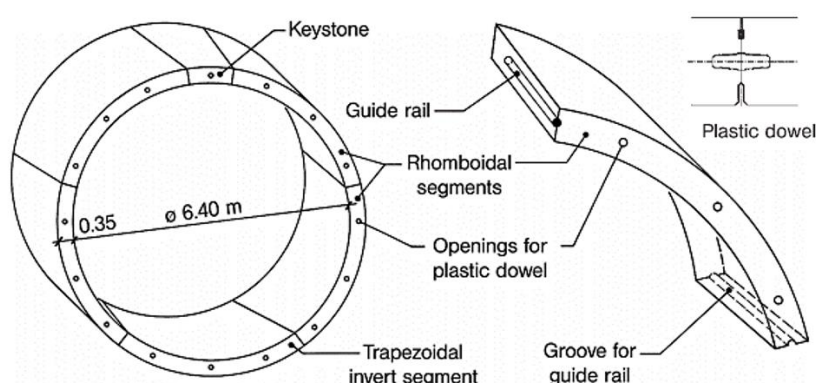


Obr. 91: Příklad sestaveného ostění z obdélníkových prvků (Hurt, 2016, s. 9)

14.2.2 Rombické a trapezodrické ostění

Touha vytvořit v maximální míře automatizovaný proces instalace segmentového ostění vedla k vývoji ostění, které je dohromady spojováno a s vysokou přesností usazováno pomocí spojovacích a vodících prvků. Myšlenkou je především snížení následných sekundárních namáhání při osazování segmentů optimalizováním geometrie ostění (použití kosodélníkových (rovnoběžníkových) a lichoběžníkových prvků) a pomocí použití vodících prvků. To vede k vysoké tvarové přesnosti, usnadnění montáže a kvalitě provádění.

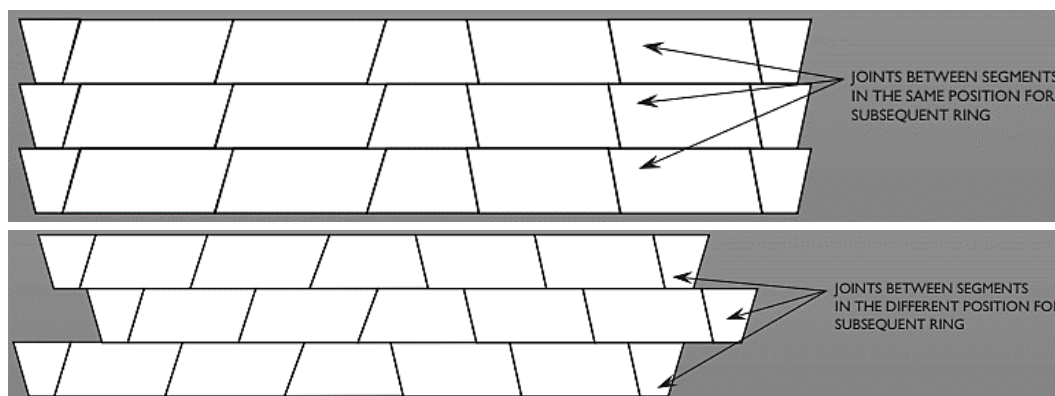
Na Obr. 92 je vidět příčný řez jednokolejným železničním tunelem v Paříži s použitím tohoto typu ostění. Prstenec se v tomto případě skládá z lichoběžníkového segmentu v invertu, čtyř kosodélníkových segmentů a jednoho lichoběžníkového úzkého klenáku. Jednotlivé prstence jsou spolu spojeny pomocí tří bikónických plastových spojovacích prvků. V podélných spárách jsou zhotoveny 5 cm hluboké vodící drážky, které v kombinaci s vodícími tyčemi přispívají k vysoké přesnosti osazování.



Obr. 92: Příčný řez EOLE Paris tunelem (Keystone – závěrný klenák, Guide rail – vodící tyč, Groove for guide rail – drážky pro vodící tyč, Opening for plastic dowel – otvory pro kolíky, Plastic dowel – plastový kolík, Rhomboidal segments – rovnoběžníkové segmenty, Trapezoidal invert segment – lichoběžníkový segment spodní klenby) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 127)

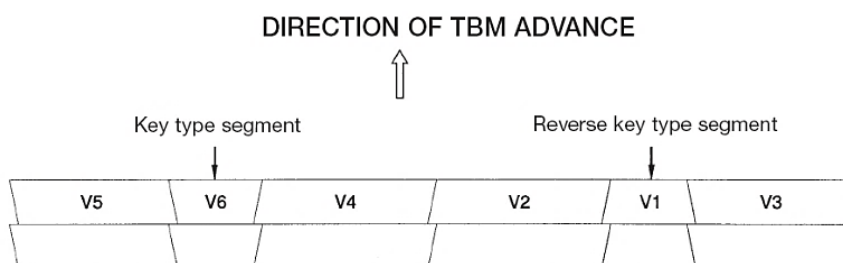
Segmenty jsou půdorysně sešikmené. To znamená, že se těsnící vložky dostanou do kontaktu se sousedním segmentem až během posledních několika okamžiků instalace segmentu. Tím se lze vyhnout jejich častému poškození. Šikmé spoje mají také určité nevýhody. Díky svému tvaru vedou ke zvýšenému namáhání, v případě průchodů směrovými či výškovými oblouky. Výhodné je, že tímto ukloněním podélných spojů mohou být kladeny segmenty v sousedních prstencích do stejné polohy a nevznikne tak křížový spoj těsnění.

Na Obr. 93 je znázorněna doporučená a nedoporučená sekvence ukládání jednotlivých segmentů z hlediska vytvoření správné statické vazby mezi sousedními prstenci ostění.



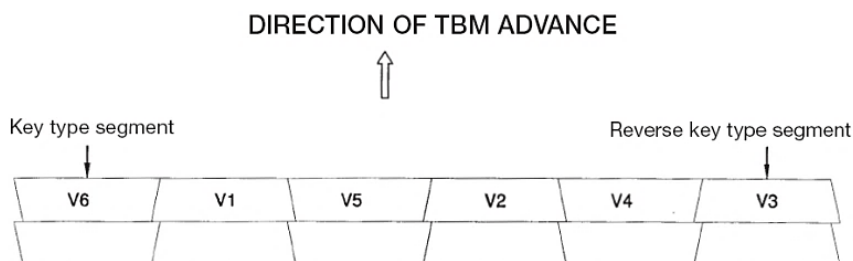
Obr. 93: Nahoře nedoporučená; dole doporučená sekvence sestavení jednotlivých prstenců (Joints between segments in the same/different position for subsequent ring – spoje mezi segmenty ve stejné/rozdílné poloze v sousedních prstencích) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 200)

Příklad postupu montáže ostění složeného z kosodélníkových segmentů, reverzního lichoběžníkového segmentu (tzv. reversed segment) a závěrného klenáku je znázorněn na Obr. 94. Jedná se uspořádání „x + 1(1/3)“, kde je sice odstraněn problém s křížovým spojem těsnících profilů, ze statického hlediska se ale jedná o ostění s průběžnou podélnou spárou. Z hlediska prostorového působení je vhodnější, aby byly jednotlivé prstence od sebe určitý úhel pootočený.



Obr. 94: Postup sestavování ostění z kosodélníkových segmentů, převráceného lichoběžníkového a závěrného klenáku – rozvinutý vnitřní pohled (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Key type segment – závěrný klenák, Reverse key type segmenty – reverzní segment) (Hurt, 2016, s. 11)

Další možnou kombinací je ostění složené pouze z lichoběžníkových segmentů (viz Obr. 95). Polovina segmentů je umístěna svou delší stranou k předchozímu prstenci ostění (umístění reverzního segmentu). Druhá polovina je převrácená, tvaru závěrného klenáku. Za povšimnutí stojí pořadí sestavování jednotlivých segmentů. To teoreticky umožňuje souběh ražeb a instalace ostění (za předpokladu zdvihu štítových lisů na délku minimálně dvou prstenců ostění). Problémem je přesnost usazení reverzních segmentů. Omezením je maximální možná síla štítových lisů, která je převáděna do dalšího prstence pouze prostřednictvím jednoho segmentu a při nepřesnosti usazení roztláčování okolních segmentů sekundárními segmenty vkládanými mezi primární. Složitě je také navádění a prostorové řízení tunelovacího stroje.



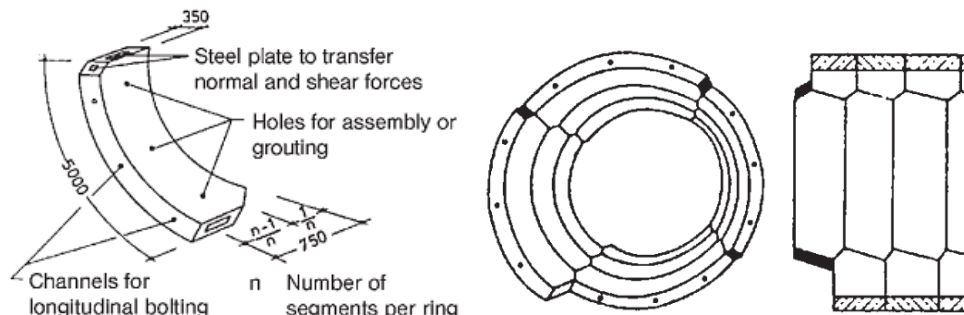
Obr. 95: Postup sestavování ostění z lichoběžníkových segmentů – rozvinutý vnitřní pohled (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Key type segment – závěrný klenák, Reverse key type segmenty – reverzní segment) (Hurt, 2016, s. 10)



Obr. 96: Kosodélníkové ostění – tunel Ejovice (<http://www.satrap.cz/tunel-ejovice/>)

14.3 Spirálové segmenty

Spirálové segmenty byly použity při výstavbě tunelů podzemní dráhy na území Berlínu a Stuttgartu. Umožňují kontinuální postup tunelovacího stroje bez nutnosti zastavení z důvodu montáže ostění. Tento typ segmentového ostění zatím ve světě nenašel velké uplatnění. Na Obr. 97 je vidět příklad ostění ze spirálových segmentů z podzemní dráhy v Berlíně.



Obr. 97: Spirálové segmenty, Berlínská podzemní dráha 1965/66 (Steel plate to transfer normal and shear forces – ocelová deska k roznosu normálových a smykových sil, Holes for assembly or grouting – otvory pro sestavení ostění nebo injektáž, Channels for longitudinal bolting – drážky pro podélné spojovací prostředky) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 129)

14.4 Šestiúhelníkové segmenty

Hexagonální (nebo také anglicky Honeycomb, Diamond či česky šestiúhelníkové) segmenty byly poprvé použity již v roce 1961 na výstavbu vodovodního tunelu Happurg (Německo). V současné době se tento typ segmentového ostění používá pouze jako vnější dvouplášťového ostění. Své uplatnění našel také v kombinaci s dvojítm štítem jako jednoplášťový systém používaný pro hydrotechnické štoly. Hexagonální segmenty se často používají pro tunely o malých průměrech do 4,5 m. Jedny z největších tunelů vybudovaných s tímto typem ostění byly vodovodní tlakové tunely Plave II (Slovinsko) a Doblar II (Slovinsko) s průměrem téměř sedm metrů.



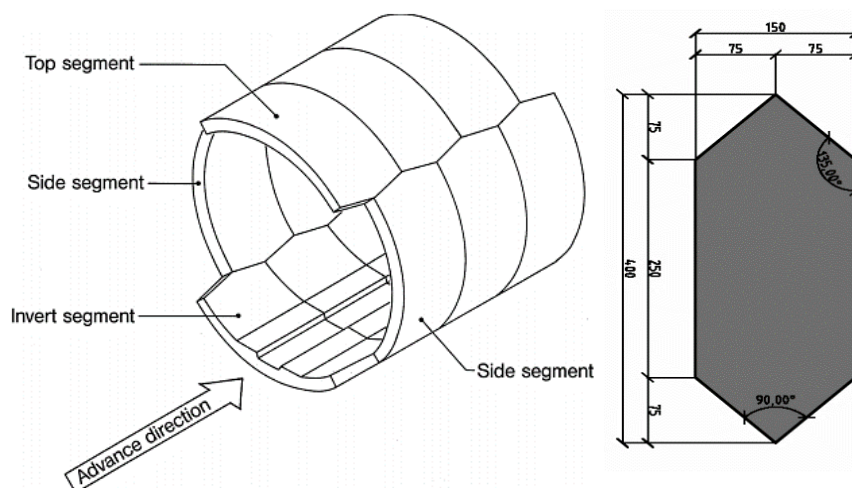
Obr. 98: Hexagonální segmentové ostění (<https://www.okumuragumi.co.jp/en/technology/engineering.html>)

Konfigurace segmentů nevytváří nikdy skutečný prstenec, sousední „prstence“ spolu vždy sdílí polovinu délky segmentu, protože je každý oproti sousednímu vždy o jednu polovinu odsunut. Tímto geometrickým řešením není nikde průběžná příčná spára. Mechanický „zámek“ který mezi segmenty vzniká, přispívá k vysoké tuhosti a odolnosti tohoto typu ostění

14 Tvarové varianty segmentů

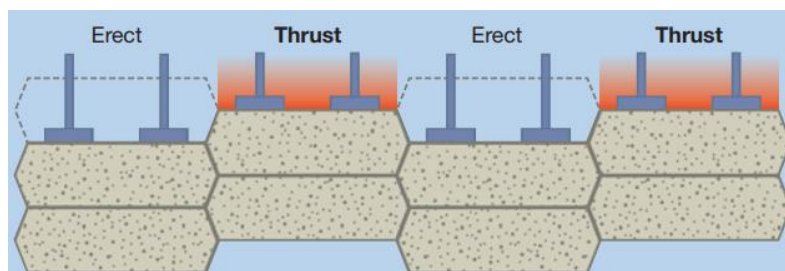
Nepoužívají se obvykle žádné spojovací prvky. Výhodou hexagonálního systému je, že díky příznivému tvaru šestiúhelníku nikdy nevzniká nepříznivý křížový spoj.

Příklad ostění tunelu o menším průměru složeného ze čtyř hexagonálních segmentů je vidět na Obr. 99.

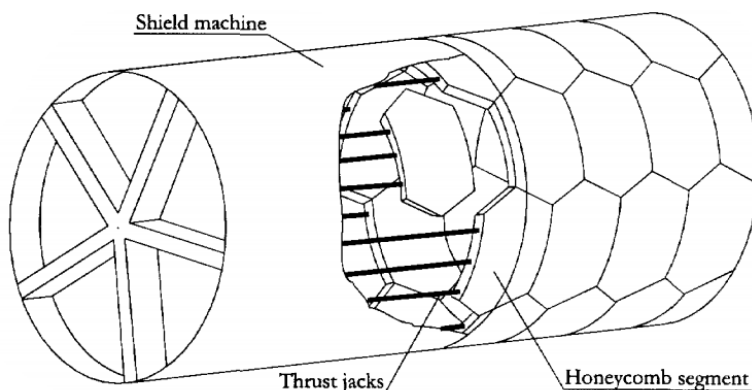


Obr. 99: Příklad použití hexagonálních segmentů (Advance direction – postup ražby, Top segment – horní segment, Side segment – postranní segment, Invert segment – dolní segment) (Maidl, Herrenkecht, a kol., 2012, s. 126) (Beil, 2008, s. 24)

Velkou výhodou tohoto typu ostění je, že se prstenec sestává pouze z jednoho typu segmentu (vyjma segmentu v invertu, který je z provozních důvodů často odlišný – viz Obr. 99). To přináší významné ekonomické úspory v porovnání s obdélníkovým tvarem ostění. Další výhoda spočívá v možnosti kontinuálního postupu s použitím klasických tunelovacích strojů (viz Obr. 100), kdy se mohou štítové lisy opírat vždy o jednu polovinu segmentů a druhá polovina může být v tu samou chvíli usazována na své místo. Nedojde tedy k pozastavení ražeb v každém cyklu. Omezena je ale maximální přitlačná síla štítových lisů.



Obr. 100: Kontinuální postup při použití hexagonálního ostění (Erect – sestavit, Thrust – tlačit) (http://epcdobrasil.com.br/pdf/Segmental_Linings.pdf)



Obr. 101: Kontinuální postup ražeb s pomocí hexagonálního ostění (Shield machine – tunelovací stroj, Thrust jack – štítový lis, Honeycomb segment – šestiúhelníkový segment) (De Waal, 1999, s. 16)

Maximálních výkonů 100 m/den bylo s tímto typem ostění dosahováno na projektu RETC 2001 – Yellow River Diversion v Číně.

Nevýhodou je ale značné otevírání spár mezi segmenty ve směrových a výškových obloucích o malých poloměrech. Proto jsou hexagony používány obvykle ve dvouplášťovém ostění nebo jako jednoplášťové ostění rovných a dlouhých vodovodních štol a tunelů. Poslední nevýhodou je jejich vysoká hmotnost se vzrůstajícím rozměrem podzemního díla, která přináší obtíže při transportu a usazování segmentů.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 122-127); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 271-276); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 180); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 127-129), (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 59); (Hurt, 2016); (A.F.T.E.S., 1999, s. 6-8).

15 Speciální typy segmentových ostění

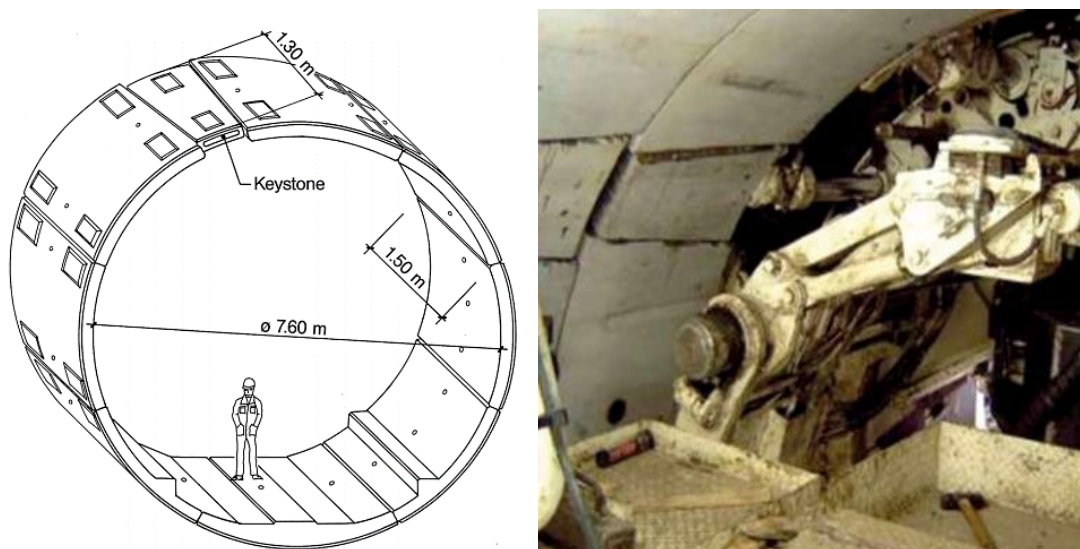
15.1 Rozpírané segmentové ostění

Speciálním typem segmentového ostění je tzv. rozpírané segmentové ostění (anglicky expanding lining), které je možno použít ve stabilním, relativně suchém prostředí nejčastěji jako vnější část dvouplášťového ostění. Každý prstenec je sestaven pod ochranou zjednodušeného štítku bez štítového těsnění. Po průjezdu razicího stroje (a štítku) je ostění roztaženo proti horninovému masivu do stabilní polohy postupným zatlačáním klenáku, který má kratší délku než zbylé segmenty. Na vnějším povrchu ostění jsou distanční podložky (2-3 cm tlusté), které zajišťují kontakt s horninovým masivem a umožňující v případě potřeby dodatečnou injektáž za rub ostění.

Výhodou je jednoduchost řešení. Tento způsob montáže umožňuje vysoké výkony a zkrácení doby výstavby. Díky konvexnímu-konkávnímu podélnému spoji není potřeba segmenty vzájemně spojovat. Není třeba dodatečná injektáž ani výplň prostoru za segmenty, do té doby, dokud je dosahováno přibližně požadovaného tvaru tunelu a malých přítoků podzemní vody.

Každý prstenec je geometricky zcela individuální. Nemá význam použití segmentového těsnění. Z tohoto důvodu není vhodné používat rozpírané segmentové ostění jako jednoplášťové vodotěsné ostění. Problémem může být také přechod do nestabilního horninového prostředí. Další nevýhodou je, že proces montáže ostění není spjat s ražbou (obvykle TBM rozpínající se do horninového masivu prostřednictvím tzv. gripperů). Pro prostorové vedení je do příčných spojů nutné vkládat podložky. Mezera za klenákem musí být dodatečně vyplněna maltou.

Tento typ ostění byl použit na příklad na výstavbu Eurotunnel pod kanálem La Manche. Jeho příčný profil je vidět na Obr. 102.



Obr. 102: Použití rozpíraného ostění na projektu Eurotunnel (Keystone – závěrný klenák) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 128; foto M. Hilar)

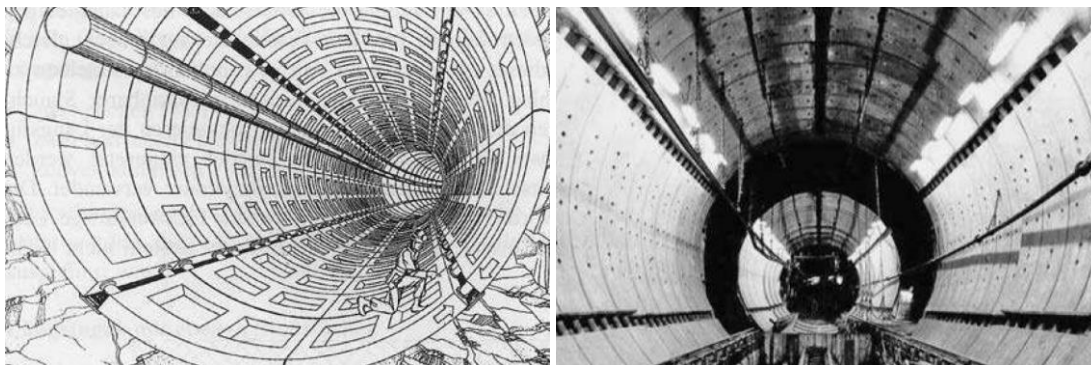
Rozpírané ostění bylo též použito v Anglii při ražbě v tamních tuhých jílech. V tomto případě bylo ostění navrženo pouze jako jednoplášťové a pohyb tunelovacího stroje byl zajištěn tlakem na ostění jako v případě klasického ostění.

15.2 Poddajná segmentová ostění

Každý zásah do rovnovážného stavu v horninovém masivu před zahájením ražeb, vyvolává změnu napjatosti s určitými deformačními projevy ve formě konvergencí výrubu. Tento proces je dlouhodobý až do chvíle, kdy se kolem výrubu podzemního díla vyrovnají působící napětí a než se v horninovém masivu vytvoří nosná horninová klenba. Po určité době dojde vždy k dosáhnutí této rovnováhy. Pokud provádíme ražbu s vysokým nadložím v materiálu s nízkými pevnostními parametry, hovoříme o ražbě v tzv. tlačivých horninách, kdy je tunelové ostění často namáháno vysokými horninovými tlaky.

Velice důležitým aspektem je, kdy a jak tuhé zajištění výrubu použijeme. Z toho se pak odvíjí i zatížení, které bude přenášet hornina a kterým bude zatíženo ostění. Čím dříve je tuhé ostění ve výrubu instalováno, tím méně času má horninový masiv relaxovat a tím větší zatížení musí toto ostění přenést. Tento proces nepochybně největší měrou závisí na geologické skladbě horninového masivu, jeho diskontinuitách atd. Někdy je možné, že k nárůstu zatížení může docházet až po delší době po provedení výrubu.

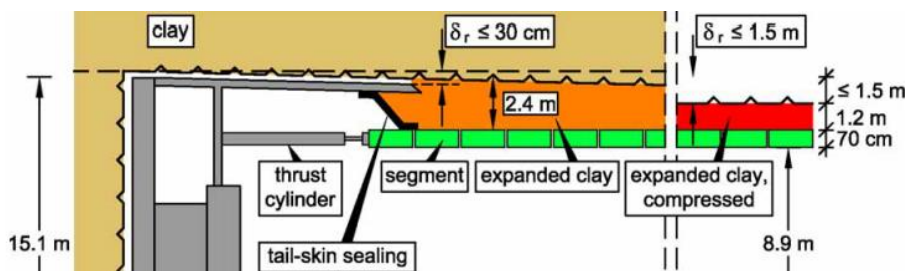
Základní výhodou mechanizovaného tunelování je jeho rychlost. Segmentové ostění je obecně velice tuhým typem ostění, které je únosné ihned po jeho smontování, resp. po průjezdu tunelovacího stroje a vyplnění prostoru mezi ním a horninovým masivem. To vede k vysokým horninovým tlakům působícím na ostění, které mohou vést až k poškození ostění. Důležité také je, aby bylo možno konvergence výrubu nějakým způsobem kontrolovaně řídit (pomocí poddajného ostění). Prostor k řešení tohoto problému byl nalezen v systému, který zkoumá materiál výplně vně-segmentového prostoru a v metodě vkládání určitých deformačních prvků mezi jednotlivé segmenty ostění do míst podélných spojů.



Obr. 103: Příklad poddajného segmentového ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 131)

15.2.1 Deformovatelný materiál výplňové injektáže

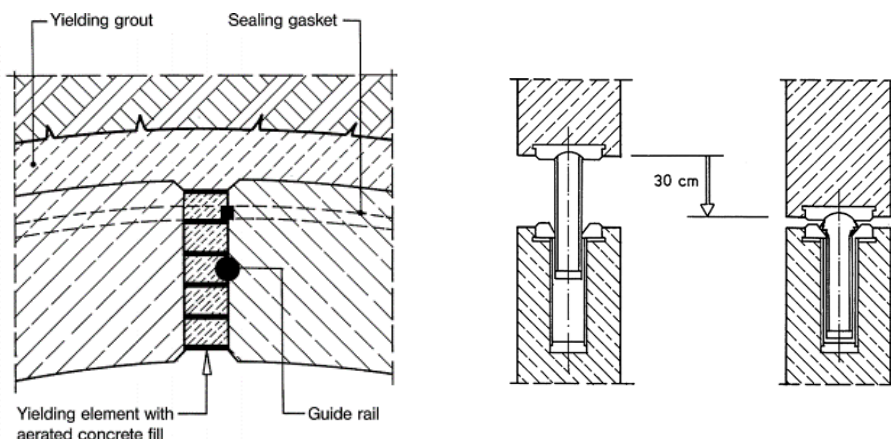
Na výplň mezilehlého prostoru se používá speciální kombinace styroporových kuliček (styropor – lehčená porézní guma) a písku nebo cementu, který pomáhá udržet homogenitu vzniklé směsi. Možné je také užití vzduchem vylehčeného betonu nebo expanzivního jílu (viz Obr. 104).



Obr. 104: Použití expanzivního jílu k umožnění redistribuce napjatosti v případě ražby v tlačivých horninách (Clay – jíl, Thrust cylinder – štítový lis, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Segment – segment, Expanded clay – expandovaný jíl, Expanded clay compressed – stlačený expandovaný jíl) (Wittke, a kol., 2007, s. 155)

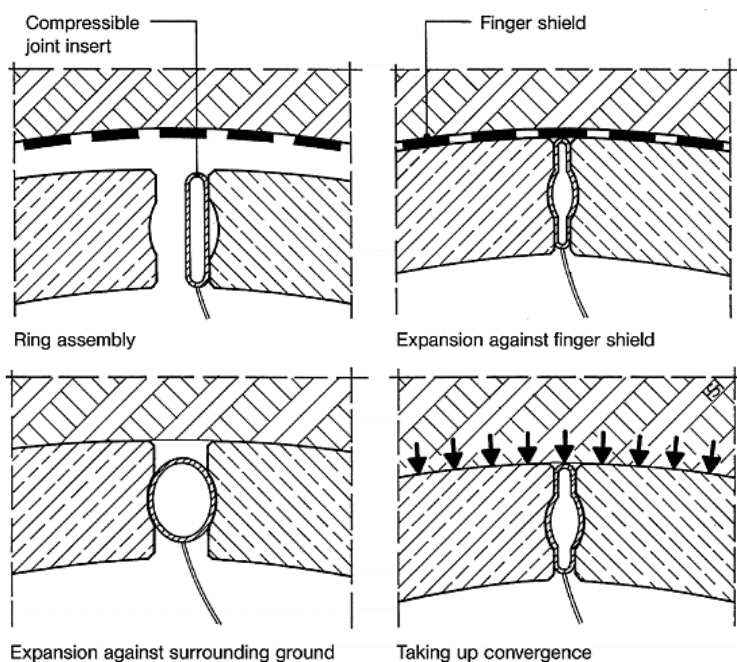
15.2.2 Deformabilní diskretní prvky

Prvním zástupcem deformačního prvku mohou být uzavřené plastové komůrkové elementy, kde jsou jednotlivé prostory vyplněny provzdušněným betonem. Výhodou tohoto řešení je zaručení vodonepropustnosti systému. Viz Obr. 105 vlevo. Dalším typem používaným v praxi jsou Meypo deformační válce (viz Obr. 105 vpravo), které umožňují deformace ostění v řádu až desítek centimetrů. Základním komponentem je smykový prstenec vyztužený kolíkem a deformační písní tyč, která se pod zatížením postupně vlnkovitě deformuje. Toto řešení je ale velice nákladné.



Obr. 105: Vlevo pryžové deformační prvky vyplněné mezerovitým betonem; vpravo Meypo deformační prvek (Yielding grout – poddajná výplňová injektáž, Sealing gasket – těsnící profil, Guide rail – vodící tyč, Yielding element with aerated concrete fill – poddajný prvek s pórobetonovou výplní) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 130-131)

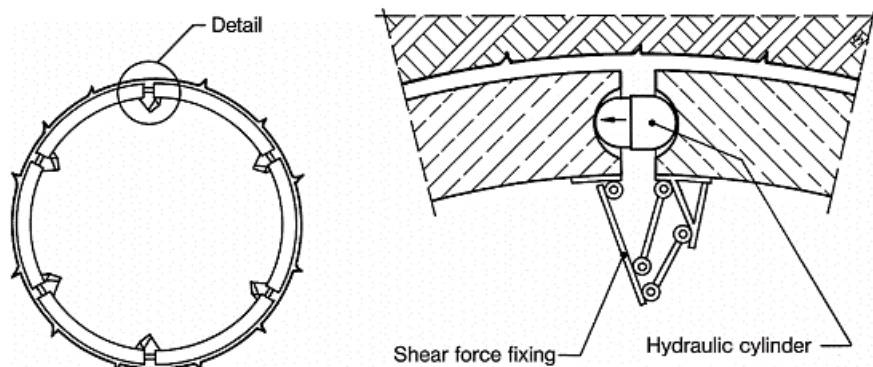
Dobrych výsledků je dosahováno vkládáním deformačních prvků z ocelových nebo plastových profilů mezi podélné spáry jednotlivých segmentů. Na Obr. 106 je vidět schematicky, jak může pracovat deformační prvek z ocelového profilu pod vzrůstajícím zatížením z horninového masivu.



Obr. 106: Proces montáže a chování ostění s vloženým ocelovým deformačním prvkem v podélné spáře (Ring assembly – sestavení prstence ostění, Compressible joint insert – poddajná vložka, Expansion against finger shield – rozpínání proti plášti štítu, Finger shield – plášť štítu, Expansion against surrounding ground – rozpínání proti horninovému masivu, Taking up convergence – převzetí konvergence masivu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 129)

Tloušťkou a tvarem profilu lze regulovat mezní sílu, která bude do ostění přenesena po plastifikaci vloženého prvku. V dnešní době je tento základní princip zdokonalen např. pomocí plastové trouby s kapalinou pod tlakem. Výsledný tlak v ostění lze regulovat prostřednictvím ventilů, které se mohou otevírat při dosažení kritického tlaku a tím dovolí poklesnout ostění. Plastová trubka je pak po odeznění deformačních projevů zainjektována.

Současný vývoj se v této oblasti zabývá deformačními prvky ve formě hydraulických válců (viz Obr. 107), které budou moci být po odeznění deformací a vyrovnání napjatostního stavu z ostění vyňaty a znovu použity na jiném podzemním díle. Vzniklá spára je postupně zajišťována a zabetonována. Tento typ deformačního prvku zatím ale nebyl nikde použit.

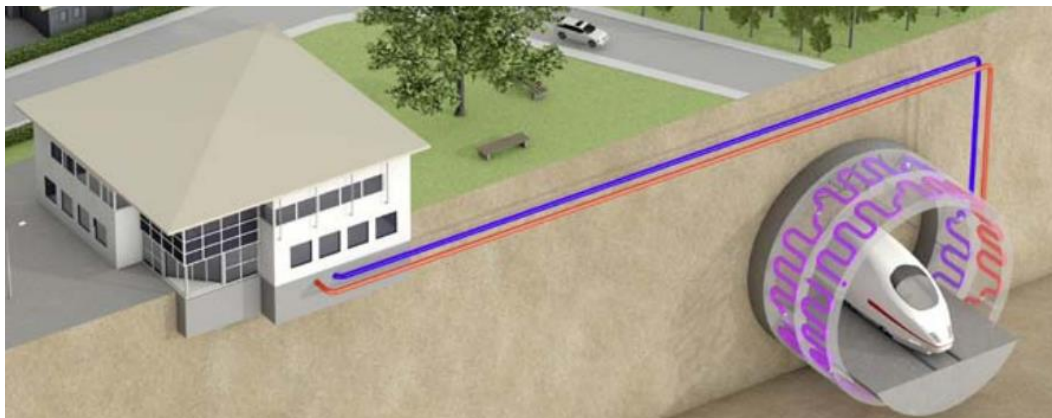


Obr. 107: Návrh možného deformačního prvku se znovupoužitelnými hydraulickými válci (Detail – detail, Hydraulic cylinder – hydraulický válec, Shear force fixing – prostředek k zachycení smykových sil) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, 132)

15.3 Energotubingy

Myšlenka získávání geotermální energie je v současné době, kdy je vyvíjen obrovský tlak na využívání čistých obnovitelných zdrojů, velice aktuální. Získávání geotermální energie je založeno na principu výměny tepla mezi prostředím na povrchu a horninovým masivem. Ke změně teploty horniny přispívá především proudění podzemní vody. Základním předpokladem je, aby se v průběhu roku příliš neměnila teplota v podzemí. Toho lze dosáhnout dostatečnou hloubkou konstrukce určené k získávání energie. Barla, a kol. (2018) uvádí, že v hloubce 5-8 m je v Evropě teplota prostředí mezi 8 °C a 16 °C a zůstává konstantní v průběhu roku.

Tak jako lze teplo z horninového masivu čerpat, tak ho lze i do horniny odvádět. Nejjednodušším využitím může být pouhé oteplování a ochlazování budov nad podzemní stavbou (viz Obr. 108), ochlazování velmi hlubokých podzemních staveb nebo tunelů s vysokou intenzitou provozu, zahřívání vozovek komunikací v zimním období apod. Přestupu tepla může být využito s použitím tepelných čerpadel také k získávání elektrické energie.



Obr. 108: Schéma výměny geotermální energie (REHAU ©2019)

15 Speciální typy segmentových ostění

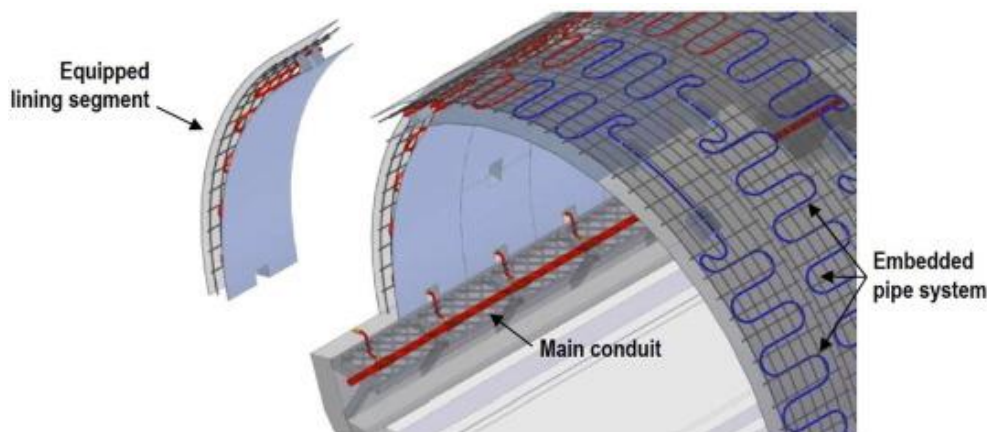
Pozn.: Tepelné čerpadlo pracuje na podobném principu jako lednice. Tekutina absorbuje teplo, když se odpařuje do plynného stavu, a naopak uvolňuje teplo, když se kondenzuje zpět do kapalného skupenství.

Ekonomické je, pokud lze energii získávat prostřednictvím prvků, které nejsou budovány pouze k tomuto účelu, ale mají i určitou nosnou funkci, případně jiné způsoby využití. Mění se běžná konstrukce na konstrukci multifunkční a klesají dodatečné náklady na získávání geotermální energie. Příkladem jsou hlubinné základy pozemních staveb, milánské stěny, horninové kotvy apod. Jednou z těchto konstrukcí může být i tunelové ostění (anglicky Energy Tunnels) a speciálně segmentové ostění mechanizovaně ražených podzemních staveb. Získávání energie prostřednictvím ostění tunelů není v současné době ve světě tak rozšířené jako u jiných geotechnických konstrukcí. Nabízí ale velký potenciál především díky rozsáhlé kontaktní ploše ostění s horninovým masivem.

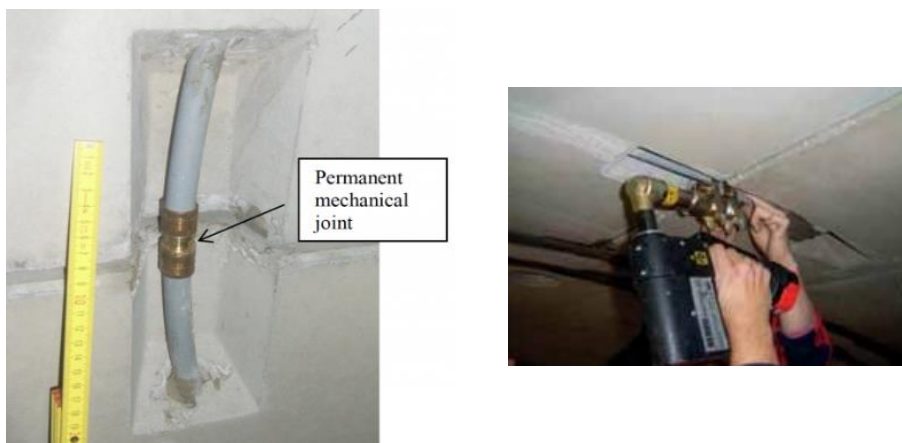


Obr. 109: Příklad armokoše vystrojeného absorpčními trubičkami (REHAU ©2019)

U segmentového ostění je navíc velice výhodná jeho prefabrikace, kdy lze prostředky (často vícevrstvé polyethylenové trubičky), kterými proudí přenosové médium (nemrznoucí roztok), předem instalovat do jednotlivých segmentů a optimalizovat tak jejich polohu v ostění. Připojení potrubí přes jednotlivé spoje mezi sousedními prvky prstence ostění je zajištěno prostřednictvím hydraulických spojovníků umístěných ve speciálně vytvořených kapsách (viz Obr. 111). Napojování probíhá vždy až po sestavení ostění. Každý hydraulický obvod je připojen na hlavní vedení (viz Obr. 110), které vede k tepelnému čerpadlu a naopak. Existují i případy, kdy jsou vzájemně nejprve spojovány dva až tři prstence ostění, které jsou až posléze napojeny na hlavní vedení. Výměna tepla mezi tunelovým ostěním a nadzemními objekty je zprostředkována vyvedením transportního potrubí v oblasti portálů, stanic podzemní dráhy, ventilačních nebo únikových šachet. Dráhu trubního vedení je třeba optimalizovat tak, aby nedocházelo ke zbytečné ztrátě tepelné energie.



Obr. 110: Podélné vystrojení segmentového ostění pro využití geotermální energie (Equipped lining segment – vystrojený segment ostění, Main conduit – hlavní vedení, Embedded pipe systém – ukotvené absorpční trubičky) (Barla, a kol., 2018)

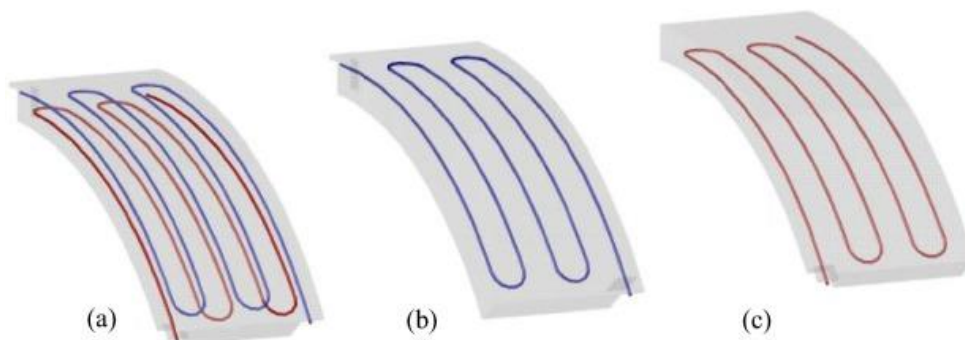


Obr. 111: Princip napojení sousedních segmentů ostění (Permanent mechanical joint – trvalý mechanický spoj) (Duncan, a kol., 2014)

Pozn.: V případě ostění konvenčně ražených podzemních staveb jsou absorpční trubice umísťovány do netkané geotextílie mezi primární a sekundární ostění.

Vývojem energotubingů se zabývá společnost Rehau AG a Züblin AG. První reálné použití tohoto systému s podélným uspořádáním absorpčních trubiček bylo na 54 m dlouhém úseku v rámci výstavby 3,5 km dlouhého tunelu Jenbach v Rakousku. Použity byly trubičky průměru 2,0 cm upevněné na vnitřní strany vnější výztuže (kvůli zabezpečení dostatečné krycí vrstvy). Vzdálenost mezi jednotlivými trubičkami dosahovala 200-300 mm. Energie získaná z horninového prostředí je využívána pro zásobování provozní budovy nad tunelem. Testování tohoto systému proběhlo v roce 2007 na vysokorychlostní trati v Německu na několika monitorovacích prstencích. Další možnou aplikací je například dle Duncan (2014) využití tepelné energie od provozu na vyhřívání okolních budov a současné ochlazování prostoru uvnitř tunelu v rámci výstavby Crossrail v Anglii.

V současné době byl patentován na universitě v Turíně nový systém energotubingů (tzv. ENERTUN) s uspořádáním absorpčních trubiček ve směru kolmém k ose tunelu. Omezí se tím především počet záhybů trubiček. Autoři tohoto patentu také tvrdí, že je výhodnější z hlediska snížení tepelných ztrát a zvýšení účinnosti systému při proudění podzemní vody rovnoběžně s osou tunelu. Nabízí kombinované vedení dvou tepelných okruhů, podle aktuálních potřeb na povrchu terénu (viz Obr. 112).



Obr. 112: Příčné vystrojení segmentového ostění – a) konfigurace „hornina-vzduch“ b) konfigurace „hornina“ c) konfigurace „vzduch“ (Barla, a kol., 2018)

Geotermální energie by měla být využívána, díky pohodlnému přístupu na povrch a vysoké poptávce po energii, především u podzemních staveb pod velkoměstsky. Energotubingy nabízí obrovský potenciál pro využívání obnovitelné geotermální energie a snížení produkce skleníkových plynů.

15.4 Předpjaté segmentové ostění

Dalším, v Evropě velice neobvyklým typem segmentového ostění je Předpjaté segmentové ostění (anglicky Prestressed & Precast Concrete Segmental Lining – P&PCSL). Primární využití předpětí segmentového ostění je u jednoplášťových tlakových vodovodních přívadců a obdobných podzemních staveb, kde působí mimo základní zatěžovací stavy také dominantní vnitřní tlak transportovaného média. Účinkům tohoto zatěžovacího stavu odolává horninový masiv spolu se segmentovým ostěním, které je ale namáháno, pro něj velice nepříznivě.

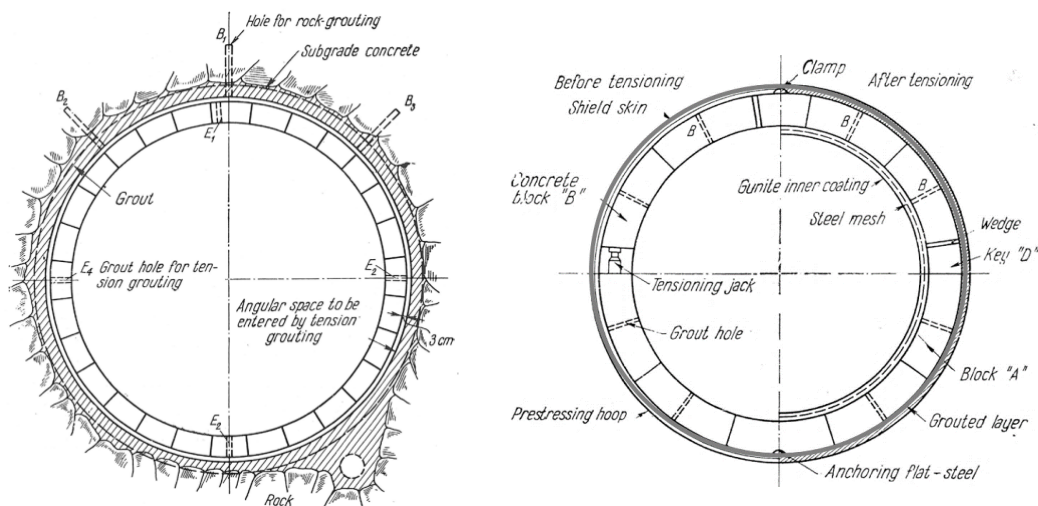
Základním předpokladem je, že při využití předpětí, nebudou kladeny tak vysoké požadavky na spojení sousedních segmentů. Díky vnesení tlakového namáhání je prstenec ostění příznivěji namáhán a nevznikají rozevřené trhliny. Ostění je stabilnější. Předpětí pomáhá kompenzovat účinky nerovnoměrných zatěžovacích stavů. Tím je možné redukovat procento vyztužení, případně zmenšit tloušťku ostění, použít drátkobeton, snížit pracnost výroby a namáhání od vlastní tíhy u tunelů velkých průměrů. V situacích, kdy hrozí zvýšené riziko zemětřesení, lze použít předpětí tubusu ostění i v podélném směru.

Předpětí může být teoreticky použito i u klasických dopravních tunelů.

15.4.1 Historické způsoby vnesení předpětí do prstence ostění

V této kapitole budou popsány historické principy předpínání segmentového ostění. Se základním způsobem vnesení tlakového namáhání do prstence ostění se lze setkat již u klasického segmentového ostění prostřednictvím výplňové injektáže za rub ostění.

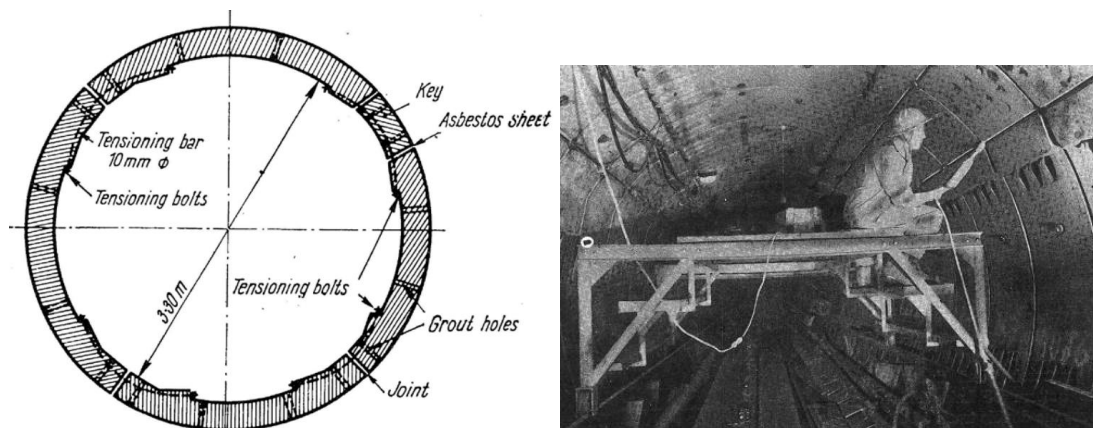
V minulosti se této metodě říkalo Keiser's method (1952, viz Obr. 113 vlevo). Postup výstavby je následující. Nejprve byl výrub zajištěn tenkou betonovou vrstvou, která vyplnila trhliny a dutiny v horninovém masivu. Poté bylo sestaveno ostění a injektážními otvory postupně dvoufázově zainjektován prostor za jednotlivými segmenty.



Obr. 113: Vlevo Keiser's method; vpravo Freyssinet's method (Rock – hornina, Grout – injektáž, Grout hole for tension grouting – otvor pro vnesení předpětí injektáží, Hole for rock-grouting – otvor pro injektování horninového masivu, Subgrade concrete – vrstva betonu, Before tensioning – před předpětím, After tensioning – po předpětí, Shield skin – plášť štítu, Concrete block – betonový blok, Key – klenák, Tension jack – hydraulický lic, Grout hole – injektážní otvor, Grouted layer – vrstva injektáže, Wedge – klín, Steel mesh – ocelová síť, Gunit inner coating – vnitřní plášť z mazaniny) (Kaneshiro, Korbin, 2016)

Dalším historickým způsobem předpínání segmentového ostění je rozpírání prstence hydraulickými lisy, někdy nazývané jako Freyssinet's method (1949, viz Obr. 113 vpravo). Po vnesení předpětí byl prstenec ostění zajištěn ocelovými klíny vkládanými vedle lisů, lisy byly následně odstraněny a mezery v ostění zainjektovány.

Vněst předpětí do spojů mezi sousedními segmenty lze i prostřednictvím krátkých předpínacích lan tzv. Finsterwalder's method (1960, viz Obr. 114).



Obr. 114: Finsterwalder's method (Tension bar – předpínací lano, Tension bolts – předpínací šrouby, Joint – spoj, Key – klenák, Asbestos sheet – asbestové roznášecí podložky, Grout holes – injektážní otvory) (Kaneshiro, Korbin, 2016)

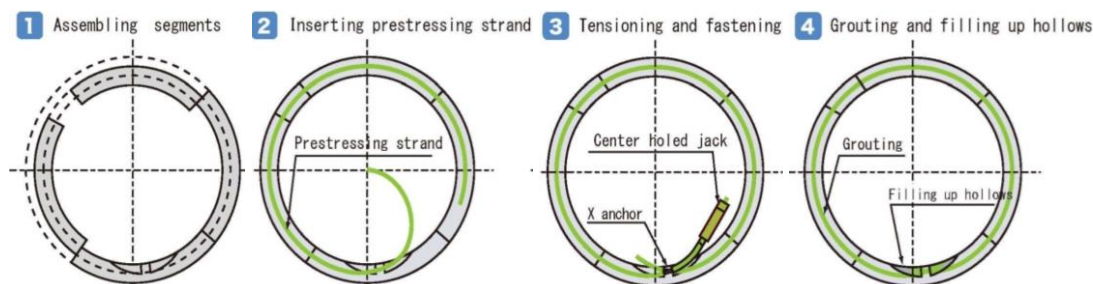
15.4.2 Současný způsob předpínání segmentového ostění

Pokud je v projektu s předpětím segmentového ostění uvažováno, bývá v dnešní době provedeno pomocí dodatečného předpětí spojitými předpínacími lany vedenými v kanálcích zabetonovaných souvisle po obvodu celého prstence ostění. Kotvení předpínacích lan je prováděno pomocí speciálních ocelových oboustranných „X-kotev“.



Obr. 115: Vlevo „X-kotva“; vpravo kabelové kanálky před betonáží (Nishikawa, 2003) (Kaneshiro, Korbin, 2016)

Po sestavení prstence ostění je předpínací lano protaženo kabelovým kanálkem. Následuje jeho předepnutí a poté je kabelový kanálek vyplněn vysokopevnostní viskózní nerozpínavou injektážní hmotou a kapsy pro předpětí jsou zabetonovány.



Obr. 116: Proces výstavby předpjatého segmentového ostění (Assembling segments – sestavení ostění, Inserting prestressing strand – protažení předpínacího lana, Tensioning and fastening – napínání a ukotvení, Grouting and filling up hollows – injektování a vyplňování dutin, Center holed jack – napínací lis, X anchor – X kotva) (Kaneshiro, Korbin, 2016)

15 Speciální typy segmentových ostění

V případě předpjatého segmentového ostění nejsou sousední segmenty zpravidla vzájemně spojovány. Aby byla zajištěna bezpečnost posádky než je prstenec předeprnut, bývá tunelovací stroj opatřen pomocnými tlačnými lisy (viz Obr. 117 vlevo).



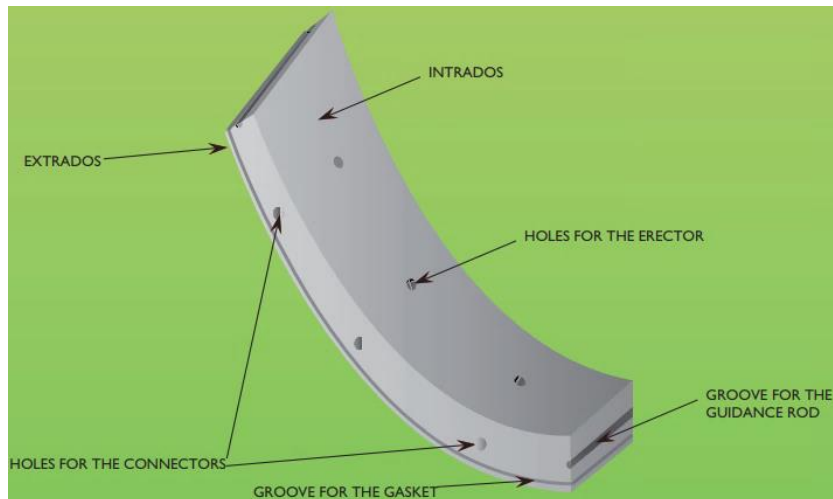
Obr. 117: Vlevo pomocné tlačné lisy k zajištění bezpečnosti posádky; vpravo proces předpínání segmentového ostění (Nishikawa, 2003)

Tento systém byl použit na několika projektech v Japonsku v letech 1999-2003. Například: Onchigawa-Higashi Trunk Line, Yao-Hiraoka Trunk Line, Shitanoya Trunk Line a Midorigaoka Rainwater Trunk Line.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 127-132); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 276-282); (Wittke, a kol., 2007, s. 154-156); (A.F.T.E.S., 1999, s. 15-16); (Barla, 2018); (REHAU ©2019); (Duncan, a kol., 2014); (Nishikawa, 2003); (Kaneshiro, Korbin, 2016).

16 Příslušenství segmentového ostění (segmental lining accessories)

Tvar každého segmentu je mnohem komplikovanější, než se na první pohled zdá. Není to pouze čistý betonový prvek s šesti rovnými plochami, ale některé jeho strany bývají opatřeny určitými prvky, které umožňují montáž ostění, chrání segment proti poškození a zajišťují jeho správnou statickou a hydroizolační funkci. Příklad je vidět na Obr. 118.



Obr. 118: 3D schéma kompletně vystrojeného segmentu (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Holes for connectors – otvory pro spojovací prostředky, Holes for the erector – otvory pro uchycení erektoru, Groove for the gasket – drážka pro segmentové těsnění, Groove for the guidance rod – drážka pro vodící tyč) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 184)

Důležité je mít stále na paměti že čím je počet různých nehomogenit, otvorů, nik a výklenků vyšší, tím je také vyšší riziko oslabení ostění v těchto místech, vzniku následných poruch a také složitější vyztužování v jejich okolí. Významný je i rozsah a velikost těchto prvků příslušenství ostění.

16.1 Spojovací prostředky mezi segmenty ostění

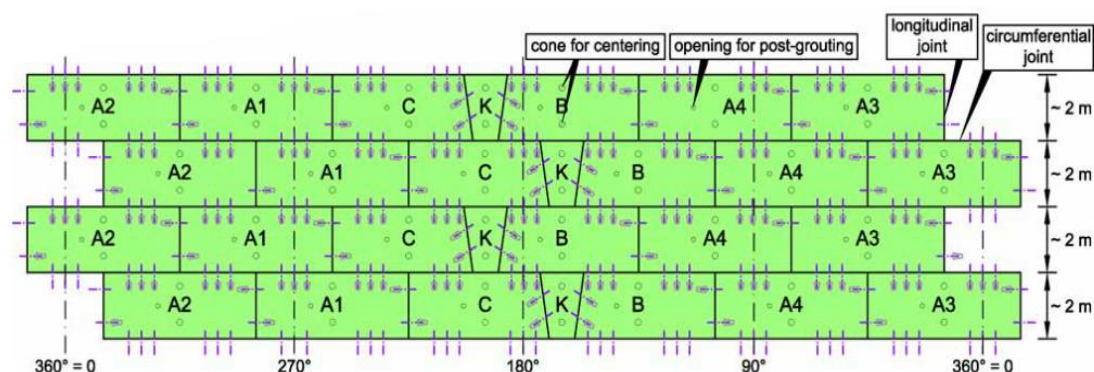
Obecně není nezbytné jednotlivé segmenty ani prstence vzájemně spojovat ze statických důvodů. Prstenec je uzavřený a vlivem vnějších zatížení namáhaný tlakovým zatížením. Působí klenbovým účinkem. Jednotlivé prstence jsou k sobě v příčných spojích vzájemně stlačeny silami ze štitových lisů. Po vytvrdnutí výplňové injektáže (nebo přibližně po sestavení deseti prstenců ostění) nejsou spojovací prostředky již zapotřebí a vratné síly segmentového těsnění nutné pro jeho aktivaci mohou být přeneseny samotným segmentovým ostěním. Následně se spojovací prostředky uvolňují a použijí se dále. V případě prostoru nad dráhou nebo silnicí u dopravních tunelů je to často přímo požadavek provozního útvaru dané komunikace. Je zde obava, aby spojovací prostředky po čase a degradaci neohrozily svým pádem bezpečnost v tunelu. Existují i případy, kdy spojení musí být trvalé. Jedná se o portálové oblasti a místa příčných propojení. Pak musí být zajištěna stejná životnost spojovacích prvků jako betonových segmentů, především dostatečná protikoroze ochrana kovových částí vystavených agresivnímu prostředí.

Počet spojovacích prvků je projekt od projektu rozdílný a závisí především na zatížení (tíha segmentu, vzájemné smykové síly, odpor těsnícího profilu apod.), které je nutné, aby prvky přenesly. Obvyklý počet je jeden až tři spojovací prostředky na jednu styčnou plochu.

Spojení mezi segmenty a sousedními prstenci se provádí především z těchto důvodů:

- K udržení přípustných tolerancí montáže v průběhu instalace ostění.
- K zajištění stability ve fázi montáže a co nejvyšší bezpečnosti obsluhy. Spojovací prostředky by měly být navrženy na mimořádné zatížení způsobené selháním štitových lisů a uvolněním přitlačné síly ve fázi montáže.

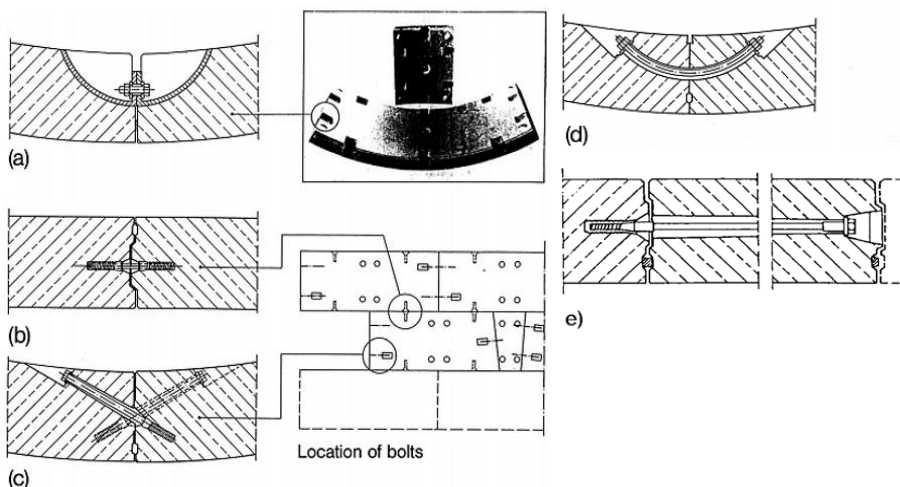
- Vnesení předpětí do těsnících prvků v příčných i podélných spojích. Tím se zabrání „vydechnutí“ gasketů. Síla ve spojovacích prvcích by měla být cca o 50 % vyšší, než je požadovaná síla v těsnění (měřeno momentovým klíčem).
- Propojení prstenců do doby, než výplňová injektáž za ostěním ztvdne a než se tunelovací stroj vzdálí cca 200 m (nebo cca 10 x délka prstence).
- V oblastech seizmicky zatížených, v místech, kde se předpokládá budoucí podzemní výstavba, v blízkosti portálů nebo před určitou změnou příčného řezu (stanice podzemní dráhy, rozplet apod. délku dvou až tří průměru výrubu) je vhodné spojovací prostředky nedemontovat a navrhnout je s dostatečnou životností.
- Z důvodu omezení deformací vyvolaných pohybem štítu ve fázi, než je výplňová injektáž dokonale tuhá.



Obr. 119: Příklad uspořádání spojovacích prostředků v podélných a příčných spojích mezi segmenty ostění (Cone for centering – kužel pro centrování (uchycení erektorem), Opening for post-grouting – otvor pro dodatečnou injektáž, Longitudinal joint – podélný spoj, Circumferential joint – příčný spoj) (Wittke, a kol., 2007, s. 374)

Spojování může být provedeno více možnými způsoby, které jsou znázorněny na Obr. 120. V současné době jsou nejpoužívanější následující dva způsoby:

1. Spoje šrouby (anglicky bolts) nebo tyčemi se závitem (anglicky threaded rods) na vnitřní straně ostění. Nový segment je nejdříve usazen na své místo a až poté připevněn k sousednímu segmentu či prstenci.
2. Připojení pomocí bikónických kolíků (trnů), které jsou svou polovinou vloženy do styčné plochy jednoho prstence. Segment druhého prstence je na ně v průběhu montáže nasunut. Kvůli kinematice montáže bývají v podélných spárách použity vodící tyče.

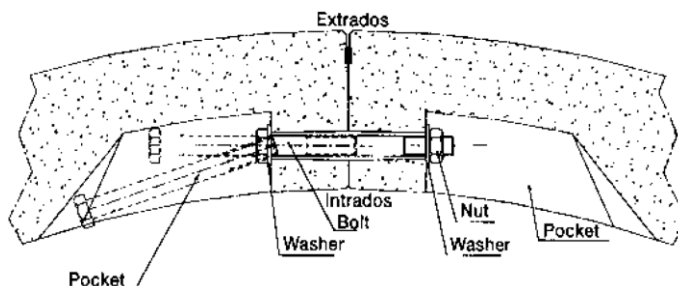


Obr. 120: Spojení jednotlivých segmentů a) šrouby v ocelových kapsách; b) spojovacími čepy; c) spojovacími šrouby; d) zakřivenými spojovacími tyčemi; e) průběžnými přímými tyčemi (Location of bolts – poloha šroubů) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 142)

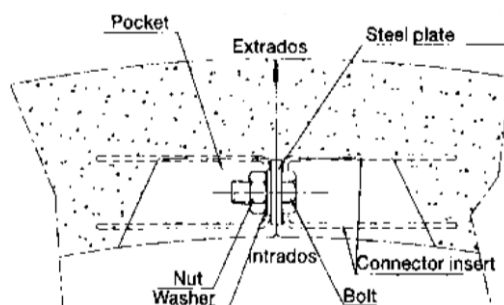
16.1.1 Spoje šrouby a závitovými tyčemi

Tato skupina spojů klade vysoké nároky na výrobu forem pro prefabrikáty. Je nezbytné vytvořit velké množství nik, přes které jsou k sobě segmenty vzájemně spojovány. Často je také nutné mít větší množství pracovníků v tunelu, kteří budou spojování manuálně provádět. Tento způsob je běžně používán v kombinaci s obdélníkovým typem segmentů na připojování jednotlivých segmentů i prstenců.

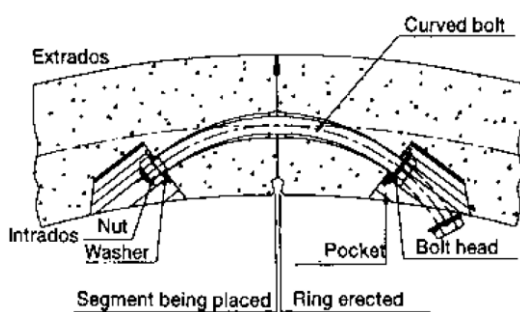
Šroubové spoje mohou být přímé, propojující sousední prvky přes niky (kapsy) v ostění (viz Obr. 121) nebo přes zabetonované ocelové pláty (viz Obr. 122) nebo zakřivené (viz Obr. 123), které omezují velikost nutných výklenků v betonu.



Obr. 121: Přímý spoj šrouby (dočasný) přes betonové kapsy (Extradados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)



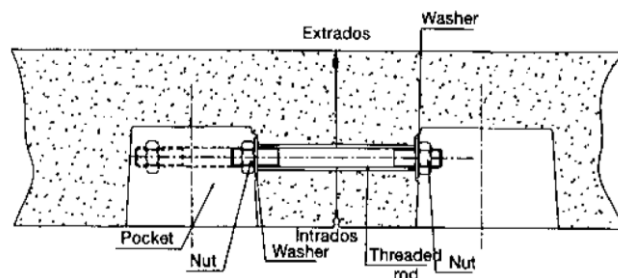
Obr. 122: Přímý spoj šrouby (dočasný) přes ocelové pláty (Extradados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice, Steel plate – ocelová deska, Connector insert – ocelová vložka) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)



Obr. 123: Zakřivený spoj šrouby (dočasný) přes betonové kapsy (Segment being placed – segment který je ukládán do své polohy, Ring erected – již sestavený prstenec ostění, Extradados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Curved bolt – zakřivený šroub, Bolt head – hlava šroubu, Nut – matice) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13) (<http://www.surecon.in/img/tunnel-bolt-4.jpg>)

V případě tunelů, které převádí určité médium (voda, vzduch apod.) bývá požadavek na hladký vnitřní povrch. Pak je nutné tyto výklenky zakrývat speciálními přípravky.

Případnému vypadnutí šroubu lze zabránit speciálním tvarem kapsy a postupem instalace (viz Obr. 124), kdy ale musí být šroub umístěn do kapsy předtím, než se přistoupí k montáži.

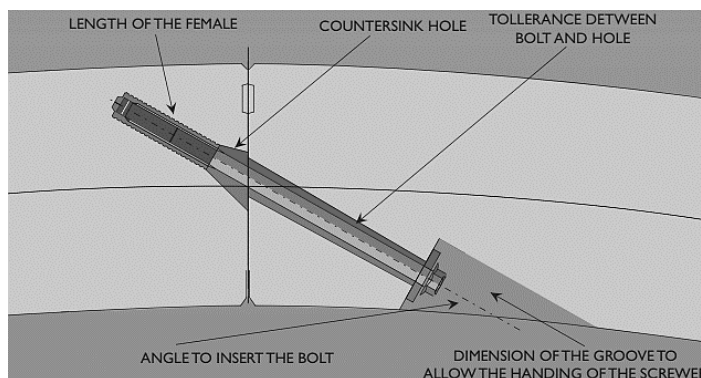


Obr. 124: Přímý spoj šrouby (trvalý) přes betonové kapsy (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice, Threaded rod – závitová tyč) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)

Na Obr. 125 je zobrazen v současné době velice běžný spoj segmentů s pomocí pří-
mých ukloněných šroubů. Redukuje se tím počet nik na polovinu. Tímto uspořádáním je také
zvýšena bezpečnost, protože proces instalace upevnění probíhá pod již sestaveným prsten-
cem ostění (na Obr. 125 prstenec vpravo) a ne pod právě usazovanými segmenty (na Obr.
125 segment vlevo), které jsou na svém místě drženy zatím pouze erektorem nebo štítovými
lisy.

Pozornost musí být věnována především těmto detailům:

- Nika musí být tak velká, aby se do ní vešla hlava šroubu a pneumatický klíč, kterým je šroub utahován. Minimální vzdálenost od osy šroubu k hranám niky by měla být alespoň 60 mm.
- Okraje niky by měly mít konicitu alespoň 1°.
- Čelní stěna niky a otvor musí mít takový tvar a rozměry, aby umožňovaly snadné a rychlé vložení šroubu.
- Osa šroubu musí procházet středem segmentu.
- V segmentu, který je připojován, je zabetonovaná hmoždinka.
- Na segmentu s hmoždinkou je nutné provést rozšíření otvoru z důvodu možných nepřesností v usazení a správného navedení šroubu do otvoru.
- Vždy musí být dodržena minimální tloušťka krytí z vnější strany ostění. Přípravky pro spojovací prvky by také neměly být v kolizi s výztužnými pruty, pokud jsou použity.
- Šrouby jsou obvykle metalické, zatímco vnitřní vložené závit jsou plastové.



Obr. 125: Řez typickým ukloněným šroubovým spojem mezi segmenty – vlevo nově umístěný segment, vpravo již sestavený prstenec (Length of female – délka hmoždinky, Countersink hole – zahloubený otvor, Tollerance between bolt and hole – tolerance mezi šroubem a otvorem, Angle to insert the bolt – úhel pro vložení šroubu, Dimension of the groove to allow the handling of the screw – velikost kapsy pro vložení utahovací pistole) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 185)

Z hlediska přirozenějšího obtékání napětí kolem otvorů, výklenků a různých nik v ostění je výhodné použít zaoblený tvar těchto prvků (viz Obr. 126). Nevýhodou může být obtížnost výroby formy bednění.



Obr. 126: Oblé niky v ostění – Singapur (foto P. Hybský)

16.1.2 Spoje pomocí kolíků

Spojení segmentů kolíky (anglicky dowel, plug, stud, pin) v příčných spárách a vodícími tyčemi v podélných spojích je bezesporu méně pracné s menšími nároky na výrobu segmentů a vyztužování v místech příčných spojů. Usazení na kolíky je provedeno automaticky pomocí erektoru a bývá snazší. Je dosaženo větší přesnosti uložení segmentů a vyšší bezpečnosti pro pracovníky, jelikož není třeba žádných činností pod nezajištěnými segmenty. Tyto prvky nelze z ostění vyjmout. Trvale propojují sousední prstence a podílejí se na přenosu smykových sil. Slouží tedy k dodatečnému propojení během montáže i jako definitivní spojovací prostředek.



Obr. 127: Příklad spojovacího kolíku s objímkou (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:AND9GcRIV0VUZBFw8RIEAQd1v4gngfdVS4x7X16g7yKE78w7uWU_TVA1)

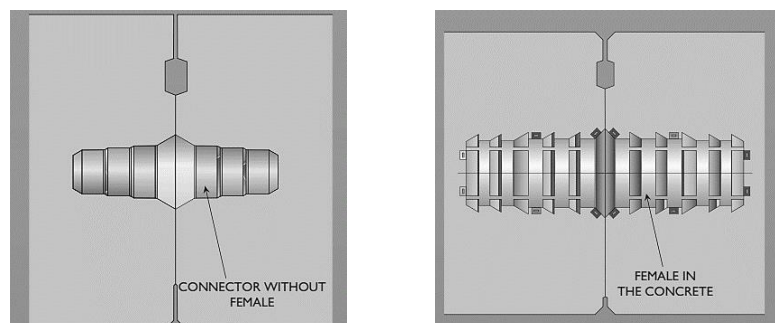
Obrovskou výhodou je, že není třeba provádět niky a výklenky, které jsou často nejslabším místem segmentu a zdrojem následných poruch a poškození. Segment je také konstantní tloušťky a tím je minimalizováno riziko porušení hydroizolačních vlastností tunelového ostění.

Kolíky i kotevní přípravky jsou obvykle vyrobené z plastu. Někdy mají ocelovou kostru. Musí být schopny přenést tahové síly vznikající jako reakce na vratné síly segmentového těsnění. Proto bývají do segmentu mechanismem zpětného háku ukotveny.

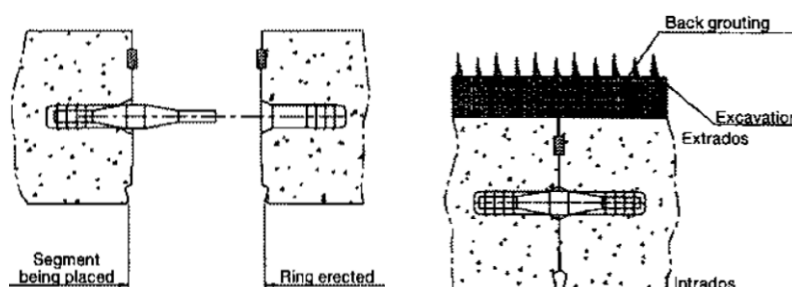
Jednotlivé typy kolíků se testují na vytrhnutí z objímky a stanovuje se průběh jejich smykového přetvoření spolu se smykovou únosností.

Na Obr. 128 jsou vidět dva typické detaily spoje segmentů pomocí plastových kolíků. Osa kolíku je umístěna do středu segmentu. Vlevo je kolík, který je zasunut přímo do betonu (v tomto případě se obvykle segmenty musí v příčných spojích ještě klasicky šroubovat, aby byl těsnicí profil segmentu dostatečně stlačený a aby byla zajištěna bezpečnost posádky při sestavování prstence ostění). Vpravo je kolík zpětnými háky ukotvený do spojovacího prvku

(hmoždinky) zabetonovaného do těla segmentu, který je schopný samostatně přenášet i tahy.



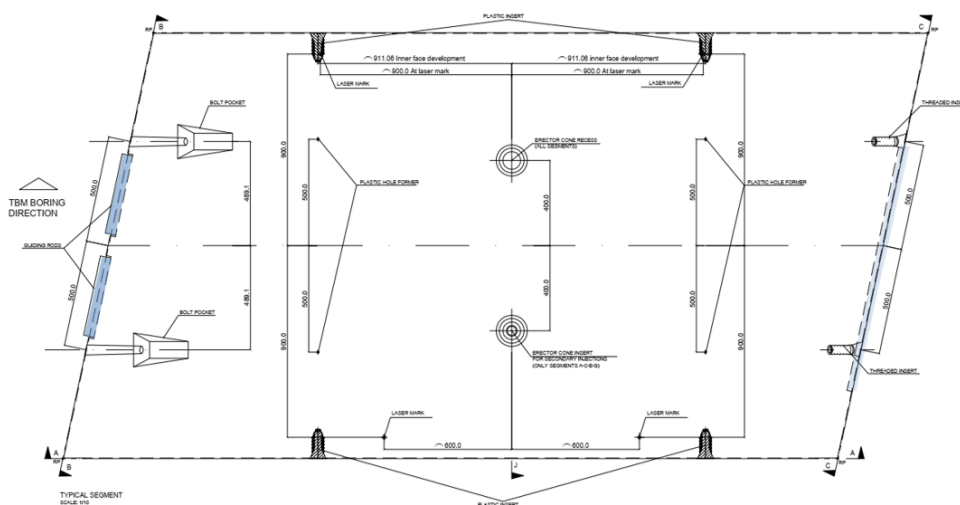
Obr. 128: Řez typickým kolíkovým spojem vlevo bez spojovací matice; vpravo s maticí (Connector without female – spojovací prvek bez hmoždinky, Female in concrete – zabetonovaná hmoždinka) (Gugliemetti, a kol., 2007, s. 186)



Obr. 129: Proces instalace ostění spojovalého kolíky (Segment being placed – segment který je ukládán do své polohy, Ring erected – již sestavený prstenec ostění, Back grouting – výplňová injektáž, Excavation – hranice výrubu, Extrados – vnější povrch ostění, Intrados – vnitřní povrch ostění) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)

Doporučuje se používat maximálně dva spojovací kolíky na jeden segment. Pokud je použito více kolíků, pak se musí dokonale trefit do otvorů na sousedním prstenci ostění. Musí tedy být redukovány všechny výrobní i montážní tolerance.

Na spojení jednotlivých segmentů v podélných spojkách jsou obvykle v kombinaci se spojovacími kolíky používány vodící tyče – anglicky guiding rods (viz Obr. 130 a Obr. 131). Ty umožňují přímé navedení segmentu na kolíky a fungují také jako smykový zámek.



Obr. 130: Použití vodících tyčí v podélném spoji (Metrostav ©2019)

Typ spoje s kolíky a vodícími tyčemi se používá nejčastěji v kombinaci s rombickým a trapezodrickým tvarem segmentů. Aplikována může být jedna (viz Obr. 131 vlevo) nebo i dvě vodící tyče (viz Obr. 130) v podélném spoji.

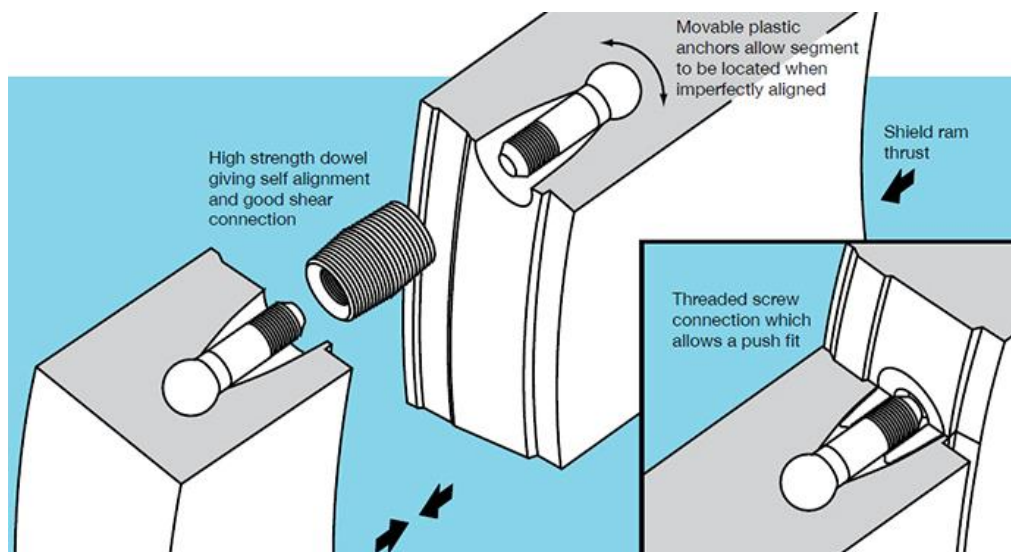
Zajímavostí je použití modifikovaného zámku z ocelových profilů v podélném spoji zobrazeného na Obr. 131 vpravo. Výhodou tohoto řešení je možnost redukovat dočasné spojovací prostředky v podélném spoji při montáži ostění.



Obr. 131: Vlevo geometrie drážky a spojovací tyče; vpravo modifikovaný zámek v podélném spoji (<http://tunnelling-tbmmaster.blogspot.com/2016/05/>; <http://www.ohji-rubber.co.jp/english/aquaquell/segment.gif>)

16.1.3 Tunnelock

Vývoj spojovacích prostředků se nezastavil. Lze se setkat i s různými jinými, méně konvenčními, typy spojení – například tzv. tunnelock používaný v příčných spojích, který umožňuje velice efektivní a rychlé spojení sousedních prstenců ostění. Princip jeho působení je zřejmý z Obr. 132.



Obr. 132: Speciální typ spojovacího prvku tzv. tunnelock (High strength dowel giving self alignment and good shear connection – vysokopevnostní hmoždinka zajišťující vyrovnání a dobré smykové spojení, Movable plastic anchors allow segment to be located when imperfectly aligned – pohyblivé plastové kotvící prvky umožňují upnutí segmentu, i pokud nastanou určité montážní nepřesnosti, Threaded screw connection which allows a push fit – závitová hmoždinka umožňující zasunutí kotevního prvku, Shield ram thrust – směr působení štitových lisů) (<https://fpmccann.co.uk/tunnelock>)

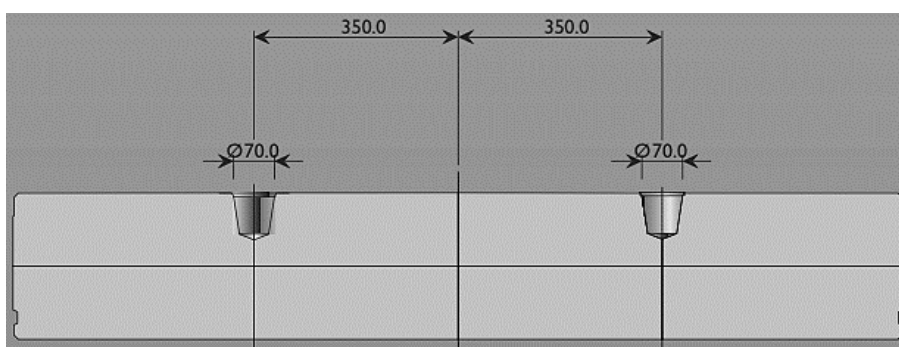
16.2 Systém ukládání segmentů

Opět existují dvě základní metody, jakým způsobem lze zvedat a ukládat erektorem segmenty do své polohy:

1. Vakuový způsob pomocí podtlaku – sání
2. Mechanický způsob uchycení segmentů – šrouby

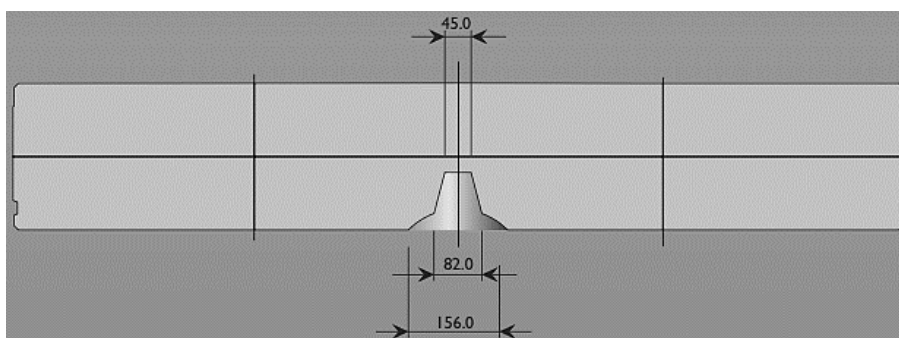
Vakuový systém funguje na principu přísavky, rozdělené z bezpečnostních důvodů do dvou nebo tří sekcí, jenž se přitiskne k vnitřnímu povrchu segmentu. V komoře mezi ostěním a přísavkou se vytvoří podtlak, který spojí erektor se segmentem a umožní se segmentem pohybovat. V každém segmentu bývají z vnitřní strany vytvořené dva kónické centrující otvory sloužící k přesnému umístění segmentů přes dva výstupky na přísavce (viz Obr. 133). Výstupky na přísavce slouží také k přenosu smykových a třecích sil, které vznikají při finální fázi ukládání segmentu a dotlačování těsnících profilů. Pokud by zde výstupky nebyly, všechna tato namáhání by se přenášela do těsnící gumy, která by se tím postupně ničila.

Při vakuovém způsobu manipulace se segmenty jsou kladeny vysoké nároky na drsnost vnitřního povrchu segmentu. Je třeba dosáhnout co nejhladšího povrchu, aby pod přísavku nevnikal vzduch z okolního prostředí a tím se nesnížila jeho sací síla.



Obr. 133: Centrující kónické otvory pro vakuový systém manipulace se segmenty (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 187)

Mechanický způsob manipulace se segmenty zahrnuje vytvoření velkého otvoru s rychlým závitem uprostřed segmentu, do kterého je namontován šroub (viz Obr. 134). Tento šroub má sférickou hlavu a je dost velký, aby mohl být zachycený erektorem. Součástí vybavení erektoru jsou čtyři ustavující prvky, které tlačí na vnitřní povrch segmentu a brání jeho rotaci kolem šroubu.



Obr. 134: Otvor pro mechanické uchopení segmentu (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 187)

Velice důležité pro zamezení eventuálních porušení segmentů je uspořádání otvorů pro manipulaci erektorem. V praxi se obvykle používají dva otvory, které mohou být uspořádány buď rovnoběžně, nebo kolmo na podélnou osu segmentu. Pokud jsou prvky umístěny kolmo (viz Obr. 135), hrozí například při nerovnoměrném podepření segmentu ve spáře mezi sousedními prstenci k lokalizaci trhlin právě do spojnice těchto otvorů.



Obr. 135: Kolmé uspořádání otvorů pro uchycení segmentu (http://www.silnice-zeleznice.cz/PublicFiles/UserFiles/image/SZ/2016/SZ516/800x800_ejp03.jpg)

Druhým možným způsobem je rovnoběžné uspořádání (viz Obr. 136). V tomto případě je riziko propojení trhliny po výšce celého segmentu menší. Problém ale nastává díky zaoblenému tvaru segmentu s navařením ocelové formy otvoru na základní bednění, protože je třeba, aby osa obou otvorů byla rovnoběžná (osa otvorů nerespektuje zakřivení segmentů).



Obr. 136: Rovnoběžné uspořádání otvorů pro uchycení segmentu (<https://www.hansebubeforum.de/extern/dienstleister/img684.imageshack.us/img684/9607/finnetunnel20091018erec.jpg>)



Obr. 137: Příklad mechanického upevnění segmentů (foto P. Vitek)

16.3 Segmentové těsnění

Na úvod je nutné říci, že stoprocentní vodotěsnosti tunelu lze jen obtížně dosáhnout za použití jednoplášťového ostění, i když je to často základní podmínkou investora, která bývá ukotvena v konkrétní smlouvě o dílo. Zhotovitel téměř vždy provádí určité lokální sanace po dokončení díla. Samozřejmě vždy záleží na měřítku netěsnosti ostění a je třeba rozlišovat mezi individuálními občasnými úkapy vody a zaplavením celého tunelu. U silničních ani železničních tunelů není přítomnost podzemní vody povolena. Projektant podzemního díla by měl ale vždy vymyslet řešení, které případnou přitékající vodu vlivem netěsností ostění nebo v případě hašení požáru odvede z tunelu ven.

Návrh těsnění se provádí na tlak, který je obvykle dvakrát větší než tlak pracovní (reálný hydrostatický tlak vodního sloupce) z důvodu postupné relaxace těsnění.

U většiny tunelů s jednoplášťovým segmentovým ostěním je základním prvkem sloužícím k izolaci tunelu proti účinkům podzemní vody betonový segment samotný spolu se souvislými těsnícími vložkami (anglicky gaskets) vkládanými do drážek umístěných blíže k vnějšímu okraji segmentu v podélných a příčných spojích. Každý individuální segment je tak vždy kolem dokola opatřen těsněním. Slabším místem tohoto hydroizolačního systému beton-gasket bývá ve většině případů segmentové těsnění. Jedině vhodným návrhem těsnící vložky spolu s tvarem drážky a detailem spáry lze zajistit, že po dokončení celého díla budou všechny spoje vodotěsné bez jakýchkoli nepatřičných mezer.

Voděodolnost ostění je zaručena následujícími faktory se stejnou důležitostí:

- Odolnost segmentů proti průsakům tlakové vody. Minimální tloušťka ostění. Optimální složení betonu (vodní součinitel, minimální množství cementu atd.), kvalita výroby, ošetřování, vývin hydratačního tepla a omezení šířky trhlin.
- Betonový povrch drážky, ve které je těsnění zapašeno, musí být uzavřený bez vzduchových bublin, pórů a hnízd v betonu, aby tudy voda nemohla obtékat těsnící vložku.
- Opatření, která minimalizují vznik trhlin a poškození segmentů.
- Výběr typu a umístění těsnění.
- Přesné a opatrné osazení segmentu s cílem nepoškodit těsnící vložky.
- Výplň prostoru mezi ostěním a horninovým masivem vhodným materiálem.

V praxi se je možné setkat i s dvojitým těsněním. Ke klasickému vnějšímu je doplněno i vnitřní s otvory pro následnou injektáž. Vodonepropustnost samotných segmentů lze zvýšit vnějšími nátěry a impregnacemi (viz Obr. 523).

16.3.1 Základní principy fungování a typy segmentových těsnění

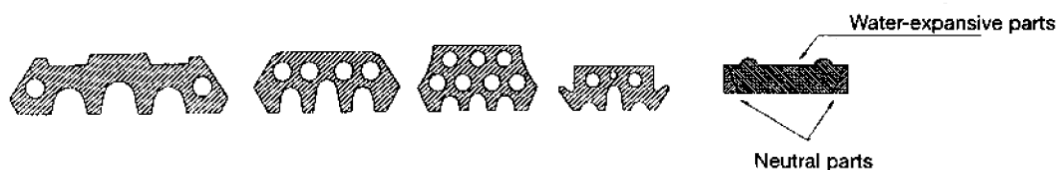
Těsnící proužky fungují vždy v páru. Pokaždé jsou tedy dva proti sobě a nejsou vzájemně žádným způsobem propojeny ani zavařeny. Těsnost spoje je zajištěna výhradně stlačením proužků proti sobě.

Existují tyto základní principy (typy) těsnění:

1. Klasické (kompresní) těsnění (viz Obr. 138 vlevo). Těsnící proužky jsou proti sobě vždy stlačeny. V příčných spojích je stlačení dosaženo silami štitových lisů, v podélných pomocí erektoru. Krátkodobě je stlačení udrženo pomocí spojovacích prostředků. Tento tlak pak brání průsakům vody přes těsnění. Používány jsou nejčastěji, celosvětově.
2. Vodoexpanzní izolace (viz Obr. 138 vpravo). Toto těsnění je vyrobeno z materiálu (hydrofilní gumy), který v kontaktu s vodou může cyklicky zvětšovat svůj objem – bobtnat. Těsnění tak funguje i za velice nízké přitlačné síly. Tento typ je ale dost choulostivý na vnější podmínky. Proto musí být před vložením do ostění

a sestavením prstence chráněn proti nechtěnému namočení, které by ho znehodnotilo, nebo musí být opatřen ochrannou folií, či speciálními nátěry, které se rozpustí až při určité hodnotě pH, která odpovídá podzemní vodě. Používány jsou nejvíce v Asijských zemích (v Evropě obava ze stárnutí a křehkosti těsnění vlivem nepříznivých vnějších podmínek, jako vody s přítomností solí či nepříznivých hodnot pH). Lze je umísťovat buď obdobně jako klasické těsnící profily (tzn. dva proti sobě), nebo pouze na polovinu obvodu segmentu s určitým překryvem (viz Obr. 141).

3. Kombinované izolace (Obr. 140 dole). Základní princip je stejný, jako byl popsán výše. Rozdíl oproti klasickému kompresnímu těsnění je v přítomnosti bobtnající látky ve střední části těsnění, která pracuje jako pojistka v případě poruchy kompresního těsnění. Tento typ je nejvýhodnější, protože kombinuje přednosti obou předchozích druhů.



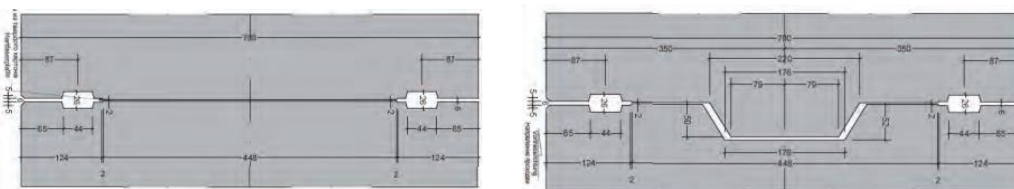
Obr. 138: Vlevo tvary klasických těsnících profilů nahoře; vpravo tvar expanzního těsnícího profilu (Water-expansive parts – vodoexpanzní části, Neutral parts – neutrální části) (A.F.T.E.S., 1999, s. 11)

Na těsnící vložky se používá celá řada různých materiálů: přírodní guma, plasty, elastomery, neopren, silikon a bobtnající kaučuk. Nejběžnější je EPDM (Ethylene propylen dien monomer).

Volba správného těsnění závisí na několika aspektech:

- Plánovaný účel podzemní stavby.
- Návrhová životnost podzemní stavby.
- Maximální a minimální tlak, kterému bude těsnění vystaveno.
- Směr působení tlakového zatížení (zvenku dovnitř nebo naopak).
- Tolerance ve výrobě segmentového ostění.
- Chemismus podzemních vod, injektážních hmot a prostředí v tunelu.

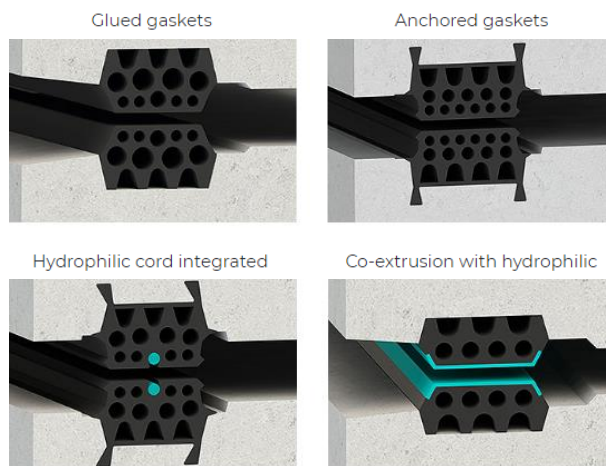
Všechny použitelné typy těsnících vložek mají obvykle stejné geometrické charakteristiky a liší se pouze svou šířkou, výškou a tvrdostí použité gumy. V praxi se užívají i typy těsnění, které mají na svém povrchu další vrstvu. Ta snižuje tření a umožňuje proklouznutí mezi dvěma těsnícími vložkami při montáži jednotlivých segmentů. Neobvyklé není ani použití dvou těsnících profilů v každé spáře (viz Obr. 139).



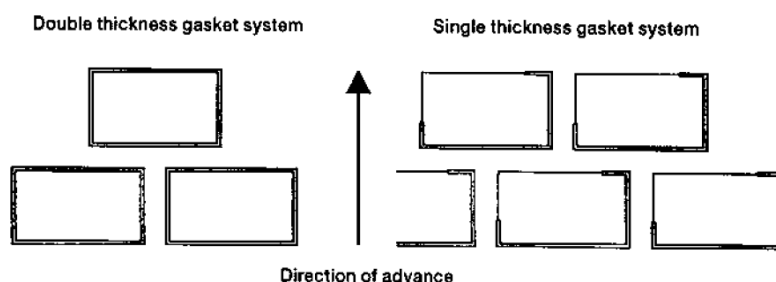
Obr. 139: Dvojité segmentové těsnění Orlovski tunnel (Gruebl, 2012, s. 8)

Na Obr. 140 je vidět řada těsnících vložek s jejich charakteristickým tvarem. Spodní část těsnění v kontaktu s betonem má specifický tvar a označuje se jako těsnící žebro s vnitřními drážkami. Běžně se těsnící profily lepí do drážek v ostění. Lze se ale setkat i těsněním, které je připevněno k formě bednění a zabetonováno i se svými kotevními prvky přímo do těla segmentů (viz například Obr. 140 vlevo dole). Kotevní výstupky by měly být ukloněny směrem k vnějšímu líci ostění tak, aby se čerstvý beton dostal bez problémů i do prostoru mezi a pod kotevními výstupky. Další zvláštností těchto profilů je ozub na vnější straně, který

je nutný k tomu, aby se profil správně upevnil (obvykle se natlouká dřevěnou palicí) do formy bednění. Nutná je též správná vizuální kontrola dolního okraje těsnění blíže ke spodnímu povrchu bednění často pomocí zrcátka. Kotvené těsnění se používá nejčastěji v kombinaci s drátkobetonovým ostěním z důvodu možného poškození těsnění upevněného ve formě bednění při ukládání armokoše.



Obr. 140: Příklady segmentového těsnění (Glued gaskets – lepené těsnící profily, Anchored gaskets – kotvené těsnící profily, Hydrophilic cord integrated – integrované hydrofilní jádro, Co-extrusion with hydrophilic – kombinované těsnění s hydrofilní vrstvou) (<https://www.algaher.com/en/tunnels-segment-gaskets>)



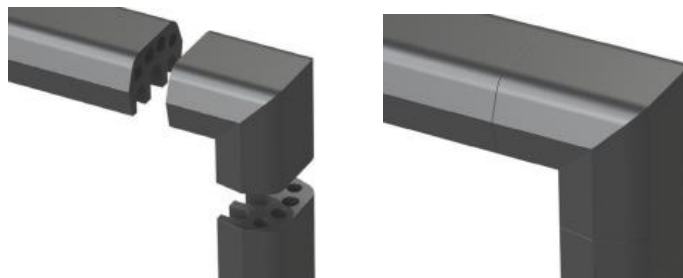
Obr. 141: Možné uspořádání expanzních těsnících profilů (Direction of advance – směr postupu tunelovacího stroje, Double thickness gasket system – systém dvojité izolace, Single thickness gasket system – systém jednoduché izolace) (A.F.T.E.S., 1999, s. 12)

16.3.2 Výroba a aplikace těsnících profilů

Výroba EPDM těsnění probíhá následovně. Při extruzi materiálu (viz Obr. 142) proběhne vytvarování těsnění do výsledného tvaru s komůrkami. Následuje vulkanizace. Vzniklé nekonečné proužky se nastříhají do správných délek a spojí s obdobně vyráběnými ostrými rohy (viz Obr. 143 vlevo) těsnění (v rozích těsnění není zaoblené). Vznikne tak uzavřený těsnící rám. Při projektovaném stlačení by mělo mít těsnění určitou těsnící rezervu (i v jeho rozích).



Obr. 142: Proces extruze segmentového těsnícího profilu (<https://www.grupoalgaher.com/images/algaher-gaskets.jpg>)



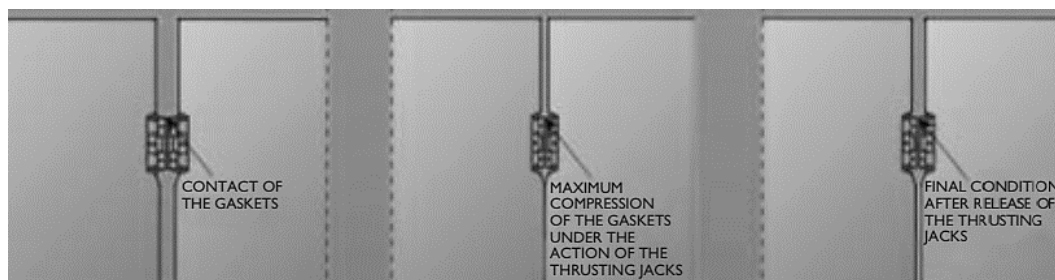
Obr. 143: Detail výroby rohu těsnění (<https://www.algaher.com/en/tunnels-segment-gaskets>)

Při sestavování prstence ostění je nutné vnést do těsnění určité předpětí a udržet ho do chvíle, než je dostatečně tuhá výplňová injektáž. Spojování sousedních segmentů z tohoto důvodu se provádí na příčných i podélných spárách.

16.3.3 Chování těsnících profilů při působícím zatížení

V následujícím textu a na Obr. 144 je popsán pracovní cyklus těsnění během jednotlivých fází výstavby:

1. Nejdříve jsou k sobě v průběhu montáže segmentů dva těsnící prvky přisunuty.
2. Těsnění jsou proti sobě stlačena a deformují se. V případě podélných spár je dýchání těsnících vložek během instalace prstence zamezeno vzájemným spojováním segmentů. Příčné spáry mezi prstenci jsou stlačeny silami štítových lisů, segmenty jsou v kontaktu.
3. Po uvolnění tlaku štítových lisů při sestavování sousedního prstence ostění má těsnění tendenci se díky svým elastickým vlastnostem vrátit do původní polohy. Tomu je bráněno spojovacími prvky ve formě šroubů nebo čepů.



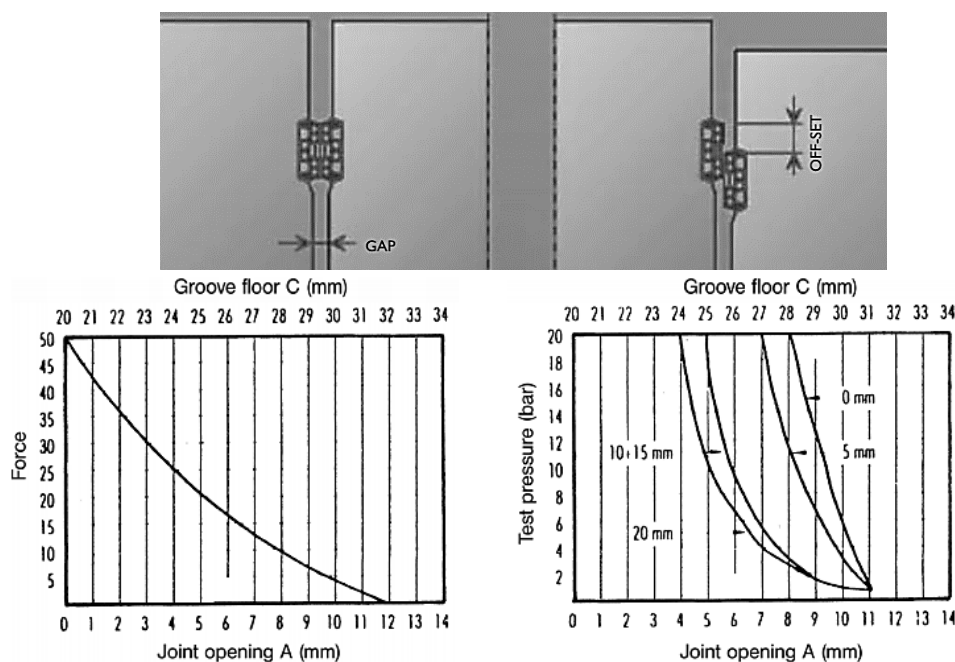
Obr. 144: Chování těsnících profilů v příčných spárách (Contact of the gaskets – kontakt těsnících profilů, Maximum of compression of the gaskets under the action of the thrusting jacks – maximální stlačení těsnění vlivem působení sil štítových lisů, Final condition after releasing of the thrusting jacks – konečný stav při uvolnění sil štítových lisů) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 189)

V případě příčných spár mezi jednotlivými prstenci je základním namáháním rozhodujícím pro dimenzi těsnících vložek zatížení od štítových lisů. U podélných spojů, jsou těsnící profily zatíženy osovou silou působící v prstenci ostění především od horninového a hydrostatického tlaku. Velikost kontaktního tlaku mezi vložkami (při maximální přípustné šířce spáry a maximálním offsetu segmentů) musí být větší (až 2x) než hydrostatický tlak působící na těsnění s aplikací bezpečnostních součinitelů. Jedině tehdy může být zajištěna účinnost po celou dobu životnosti těsnění.

Tuhost těsnění je určena především počtem a velikostí jednotlivých podélných komůrek, které vznikají během extruze. Při stlačení těsnění přenáší zatížení žebra mezi komůrkami a dochází ke zmenšování prostoru uvnitř komůrek. Stav, kdy jsou komůrky úplně stlačeny je mimo rozsah použití těsnění a neměl by nikdy nastat. Dochází k náhlému nárůstu tuhosti a zvýšení kontaktních sil, což může mít za následek poškození ostění.

Důležité je upozornit, že se lze setkat s případy, kdy hladina podzemní vody v průběhu roku fluktuuje. Tento aspekt musí být při návrhu těsnění také zohledněn.

Aby mohl být vybrán vhodný typ těsnění, je nezbytné porozumět a umět správně interpretovat jednotlivé charakteristické křivky těsnících vložek. Příklad je vidět na Obr. 145.



Obr. 145: Příklad charakteristických křivek klasických těsnících profilů vlevo závislost mezi šířkou mezery mezi segmenty a reakcí těsnění; vpravo to samé současně s offsety segmentů (Gap – mezera, Off-set – offset, Groove floor – šířka mezi drážkami, Force – síla, Joint opening – šířka mezery mezi segmenty, test pressure – testovací tlak) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 190); (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 141)

Základními vztahy jsou:

- Závislost mezi šířkou mezery mezi segmenty (joint opening), respektive šířkou mezi drážkami (groove floor) a vyvolanou reakcí mezi těsnícími profily (force).
- Vztah mezi šířkou mezery, vzdáleností drážek, testovacím tlakem a offsetem těsnění, který by běžně neměl přesáhnout 20 mm.

Z grafů vyplývá, že čím je větší mezera mezi segmenty a větší příčný posun spáry mezi segmenty, tím je menší izolační kapacita těsnících vložek. To bývá způsobeno zejména nepřesným sestavením jednotlivých segmentů, deformací ostění, případně poklesem napětí ve spáře. Ve skutečnosti jsou limitní hodnoty v poloze usazení jednotlivých segmentů dány právě dostatečnou funkčností těsnění. Pracovní diagramy těsnících profilů, jsou poskytovány dodavatelem a běžně uváděny v katalogích konkrétních výrobků.

16.3.4 Dlouhodobé vlastnosti těsnění

Z hlediska zajištění dlouhodobé funkce těsnění jsou důležité dva aspekty:

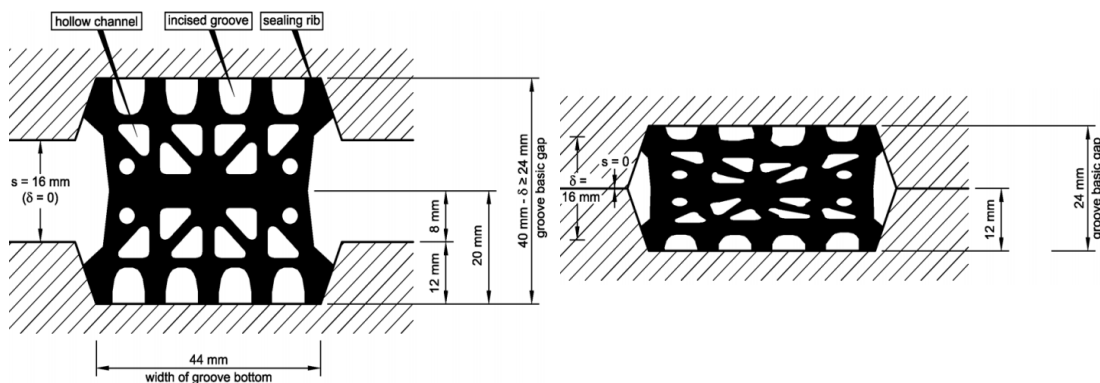
- Trvanlivost a stabilita použitých materiálů
- Zajištění alespoň minimální přitlačné síly v průběhu životnosti díla

Vysoké nároky jsou dnes kladeny především na trvanlivost užitých materiálů. Musí se uvážit vysoká životnost podzemních staveb, která je 100 let a s tím související stárnutí materiálů a jejich relaxace. Za 100 let klesne vlivem relaxace napětí v těsnění za pokojové teploty běžně o 40-50 %.

V současné době není stále určeno a je předmětem zkoumání, jak mají testy stárnutí materiálu těsnění přesně probíhat. V praxi je standardem vliv relaxace těsnění i všech možných geometrických odchylek pokrýt tím, že je na těsnění aplikován testovací tlak cca dvakrát větší než následný reálný hydrostatický tlak. Je to ale dostatečné?

16.3.5 Testování těsnění

Na vývoji těsnění se vždy podílí více profesí. Testování probíhá v laboratorních podmínkách s použitím specifických rozměrů drážky, do které se těsnění ukládá. Chování při působícím tlakovém namáhání a detail drážky musí být dohromady odladěn tak, aby se předešlo poškození segmentu vlivem sekundárních namáhání. Schválení výrobku pro danou stavbu může být provedeno až po úspěšném absolvování všech technickou normou předepsaných testů. Obvykle jsou pro dané výchozí podmínky provedeny dva srovnávací testy těsnosti, kdy nesmí za 24 hodin dojít k průsaku vody skrze těsnění.



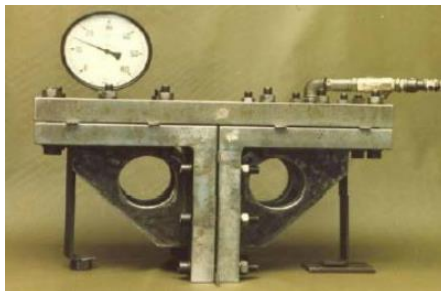
Obr. 146: Chování těsnícího profilu při stlačování (Hollow channel – dutina, Incised groove – vyklenutá drážka, Sealing rib – žebro těsnění, width of groove bottom – šířka drážky, groove basic gap – vzdálenost drážek) (Wittke, a kol., 2007, s. 54)

Základní rozsah zkoušek těsnících profilů silničních tunelů lze nalézt například v ZTV-ING (5) článku 3 kapitoly 8.2.2, nebo pro železniční tunely v Ril 853 modul 4005.

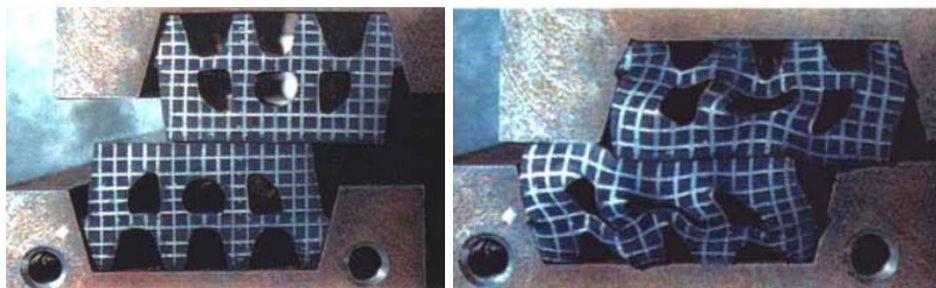
Nejdůležitější testy těsnění jsou následující:

- Stanovuje se tzv. minimální vzdálenost sousedních drážek (groove basic gap). Dva segmenty s těsněním jsou k sobě postupně přitisknuty a stlačovány tak, aby vzdálenost mezi nimi byla co nejmenší. Stlačování probíhá až do té doby, než se betonové plochy vzájemně dotknou nebo nastane porušení materiálu těsnění či drážky. V této pozici působí na okraje drážky a těsníc profil maximální napětí.
- Zkoušky těsnosti se provádí s použitím betonových, nebo ocelových drážek. Ty ocelové jsou v současné době častější. Práce s betonovými je časově velice náročná a náchylná na chyby. Betonové drážky se ale musí použít v případě testování kotvených těsnění. Obvykle se zkouší „T“ spoj, který vznikne na styku souvislého těsnění v příčném spoji a dvou rohů těsnění v podélné spáře. Provádí se velké množství testů pro určité hodnoty offsetu těsnění. V závislosti na vzdálenosti drážek se měří těsnost pomocí zvyšujícího se vodního tlaku. Hodnoty těsnosti, kterých musí být dosaženo, bývají určeny buď normovými technickými požadavky, nebo jsou stanoveny konkrétním kontraktem.
- Na 200 mm dlouhých páscích těsnění uložených v ocelové drážce (stejného tvaru jako v případě betonu) se stanovují základní pracovní diagramy (viz Obr. 145). Zatěžování probíhá od počáteční polohy přes minimální vzdálenost sousedních drážek až do doteku ocelových profilů.
- Proces extruze je velice nepřesný. Není možné kontinuálně zajistit konzistentní chování těsnícího profilu a soulad se základními výrobními tolerancemi. Velikost komůrky se po délce ztlačně mění. To má také velký vliv na deformační chování těsnění a síly působící na ostění. Nejefektivnější metodou ke zjištění skutečného stavu je vážení těsnění, kdy lze porovnáním hmotnosti určit skutečný rozsah a velikost komůrek.

- Efektivita těsnění v průběhu životnosti je dána především jeho trvanlivostí. Proto probíhají testy za zvýšené teploty (cca 70 °C) a tlaku, které mají vliv relaxace urychlit a trvají přibližně 3 měsíce.



Obr. 147: Stolice na testování „T“ spoje segmentového těsnění (Hurt, 2016, s. 32)



Obr. 148: Příklad testování segmentového těsnění (Wittke, a kol., 2007, s. 56)

16.3.6 Rohy těsnění

Rohy těsnění jsou vždy velmi kritickým místem z hlediska možných průsaků nebo případných poškození segmentů. Způsob možné eliminace těchto dvou rizik jde proti sobě. Zatímco je pro dodržení co nejdokonalější těsnosti ostění potřeba zvýšit kontaktní napětí v těsnícím prvku na co nejvyšší hodnotu, pro chování kraje betonového prvku může být toto namáhání kritické a může docházet v tomto místě k poškození segmentu. Při návrhu rohů těsnění se musí vzít v úvahu také fakt, že při procesu výroby těsnění dochází často v rozích k nedokonalému protlačení jednotlivých komůrek. V tomto místě je pak těsnění lokálně tužší. Při montáži ostění navíc dochází k mírnému „shrnutí“ těsnění směrem k rohům a tím opět k nárůstu „hmoty“. Z tohoto důvodu by deformační chování rohů těsnění mělo být vyšetřováno vždy zvlášť. Pokud se neprokáže, že má roh srovnatelné vlastnosti s běžným těsněním, měl by být navržen v jiném tvaru nebo „vylehčený“ s dutinami.

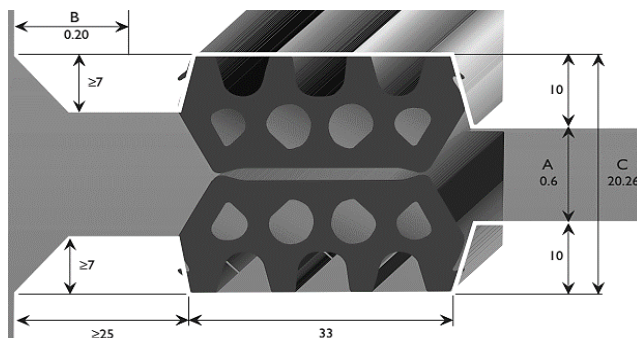


Obr. 149: Přídavné těsnění na vnější straně spoje mezi segmenty (http://www.tunnel-online.info/imgs/100837147_45cc7da368.jpg)

Aby se zabránilo zatečení výplňové injektáže do spojů mezi segmenty, tak se v některých případech lepí k vnějšímu líci ostění pomocné těsnící proužky (viz Obr. 149).

16.3.7 Detail drážky pro těsnění

Na Obr. 150 je ilustrována geometrie typické drážky pro těsnění. Ta by měla být opět poskytnuta dodavatelem a striktně převzata při návrhu detailního tvaru jednotlivých segmentů, protože jedině tak, lze zaručit dokladované vlastnosti těsnění.



Obr. 150: Příklad rozměrů testovací drážky pro uložení segmentového těsnění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 191)

Rozhodující je především vzdálenost vnější hrany drážky pro těsnění od vnějšího líce ostění. Při nedodržení správného rozměru hrozí díky vysokým tahovým napětím odštípnutí hrany betonu. Běžně se užívá hodnoty 40 až 50 mm v závislosti na předpokládaném stlačení těsnění. Při statickém ověření by se mělo jako zatížení drážky uvažovat napětí při stlačení těsnění na minimální vzdálenost sousedních drážek.

16.3.8 Připevnění segmentového těsnění

Segmentové těsnění může být buď

- lepeno do drážky po odformování ostění (viz Obr. 151)
- připevněno k formě bednění a po provedení betonáže zakotveno přímo do těla segmentu (viz Obr. 152)

V dnešní době se častěji používají těsnění kotvená kvůli lepším hydroizolačním vlastnostem. V případě lepených těsnění má lepení pouze zajisti, že těsnění zůstane v drážce během manipulace se segmentem a během montáže ostění.



Obr. 151: Lepení těsnících profilů na betonové segmenty (foto P. Vítek)



Obr. 152: Vkládání těsnění do formy pro bednění segmentů (<http://tunnelling-tbmmaster.blogspot.com/2016/05/>)

16.3.9 Poruchy těsnící funkce a příčiny

Po dokončení tunelové trouby mohou nastat průsaky v těchto místech:

- Kontaktní plochy mezi těsněním a vlastním segmentem
- Kontaktní plochy mezi sousedními těsnícími vložkami
- Spoje mezi jednotlivými těsnícími rámy v rozích

Těsnění musí plnit svou funkci nejen za ideálních podmínek, kdy je ostění vyrobeno přesně, montáž proběhne s nulovými odchylkami a použité materiály jsou bezvadné, ale i v opačných případech, kdy rozhoduje především následující:

- Tolerance rozměrů segmentu spolu s těsnící drážkou
- Povrch drážky pro těsnění (viz Obr. 153)
- Geometrické odchylky při sestavení prstence ostění (posun a offset spojů)
- Odlepení a vypadnutí těsnění z drážky během instalace ostění
- Nedokonalé připevnění kotveného těsnění do formy bednění (viz Obr. 154)
- Deformace ostění od všech vnějších a vnitřních vlivů
- Výrobní tolerance těsnících vložek a skutečná tuhost těsnění
- Mechanické chování rohů těsnění
- Neplánované stlačení nebo rozšíření spáry
- Špatné montážní spojení jednotlivých segmentů a ztráta komprese spoje
- Shrnutí těsnění při montáži (Obr. 155).

Vždy se předpokládá, že základní tolerance budou bezpodmínečně dodrženy.



Obr. 153: Špatné zhutnění betonu v místě drážky pro těsnění (http://www.tunnel-online.info/en/article/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)



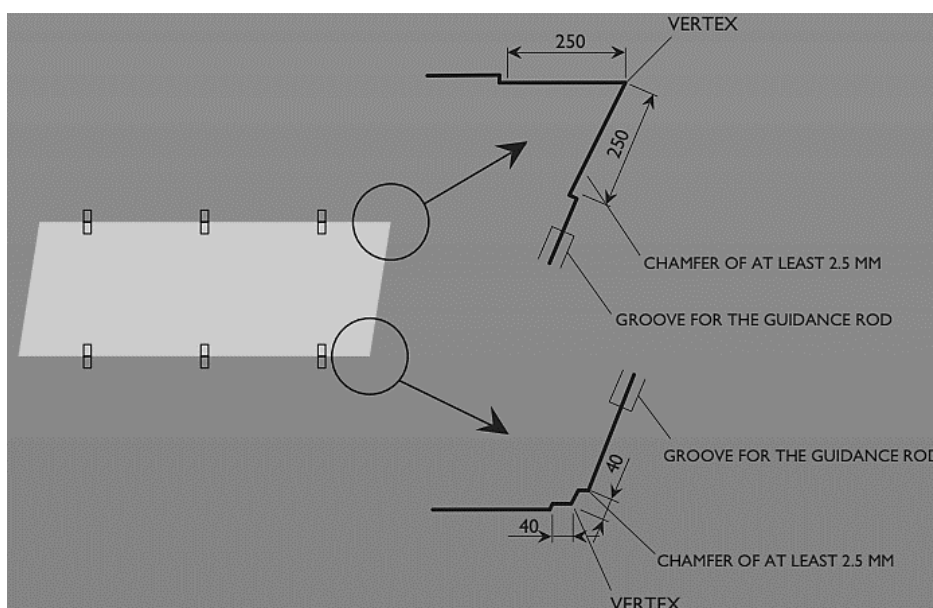
Obr. 154: Špatné usazení kotveného těsnění do formy bednění (foto P. Vítek)



Obr. 155: Poškození těsnění při montáži ostění (https://www.tunnel-online.info/imgs/100839553_Od56036a33.jpg)

16.4 Geometrie rohů segmentového ostění

Rohy segmentového ostění jsou velice citlivým místem, které bývá často poškozeno, někdy i velice vážně. Výsledkem není jen zhoršení estetických vlastností, ale někdy také porušení hydroizolační funkce ostění. Z tohoto důvodu by měly být rohy a ohraje odsazeny od jejich teoretického tvaru. Na Obr. 156 je vidět příklad běžného zkosení hran segmentů.



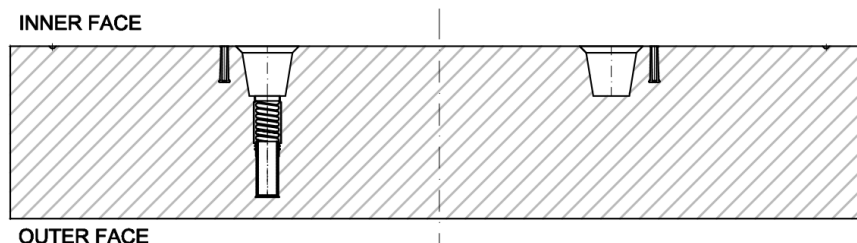
Obr. 156: Příklad úpravy rohů a okrajů segmentů proti poškození (Vertex – vrchol, Chamfer of at least – zkosení minimálně, Groove for the guidance rod – drážka pro vodicí tyč) (Guglielmetti, a kol., 2007, 192)



Obr. 157: Praktický příklad odskoku v rohu segmentu ostění (Hurt, 2016, s. 62)

16.5 Otvory pro dodatečnou injektáž

V některých případech mohou být segmenty opatřeny otvory pro dodatečnou injektáž. Otvory jsou obvykle vymezeny ve formě pomocí plastových závitových tyčí. Mohou zasahovat do plné šířky ostění, nebo pouze částečně (kdy je otvor dovrtán, pokud je třeba sekundárně injektovat). Někdy se slučují s kónickými otvory pro uchycení erektoru (viz Obr. 158). Otvory jsou často opatřeny zpětnými ventily.



Obr. 158: Sloučení otvoru pro dodatečnou injektáž s otvorem pro erektor (Inner face – vnitřní povrch, Outer face – vnější povrch) (Metrostav ©2019)

16.6 Roznášecí podložky

Roznášecí poddajné desky (anglicky spacers, packers, packing material, stuffings nebo strips) se umísťují do míst příčných spojů mezi jednotlivými prstenci ostění z důvodu usměrnění zatížení od štítových lisů (viz Obr. 159) tam, kde je prvek speciálně dodatečně vyztužen a k vyrovnaní lokálních koncentrací napětí od nepřesností ve výrobě a montáži segmentů. Tyto několik milimetrů tlusté destičky musí splnit výše uvedené funkce a zároveň nesmí být zdrojem koncentrace napětí, které by mohly ostění porušit. Důležité je také odladit jejich půdorysnou velikost s uspořádáním štítových lisů a postupem sestavování ostění. Nevýhodou je umělé zvětšení mezery mezi jednotlivými segmenty a tím možné snížení funkčnosti segmentového těsnění při zachování hloubky drážky pro těsnění v příčném spoji stejné jako v podélném.

Více je o této problematice uvedeno v kapitole 17.2 Příčné spoje mezi segmenty.

Materiálem používaným na roznášecí desky může být guma (Rubber packers), bitumenové pásky (Bitumen/Kaubit packers) nebo dříve často používané hutné dřevotřísky (Plywood packers) či sololit. Jeho problémem je bobtnání v přítomnosti vody. V dnešní době jsou nejběžnější směsné umělé materiály na bázi speciálních vyztužených gum. Roznášecí podložky jsou na své místo obvykle lepeny vždy do středu spoje. Tloušťka bývá v rozmezí několik milimetrů.



Obr. 159: Segment ostění s roznášecími pryžovými tlakovými podložkami (<https://www.elastoplastic.com/wp-content/uploads/2016/08/EPC-BarChip-Fibre-Reinforced-Segmental-Lining-Malaga-Rail-10.jpg>)



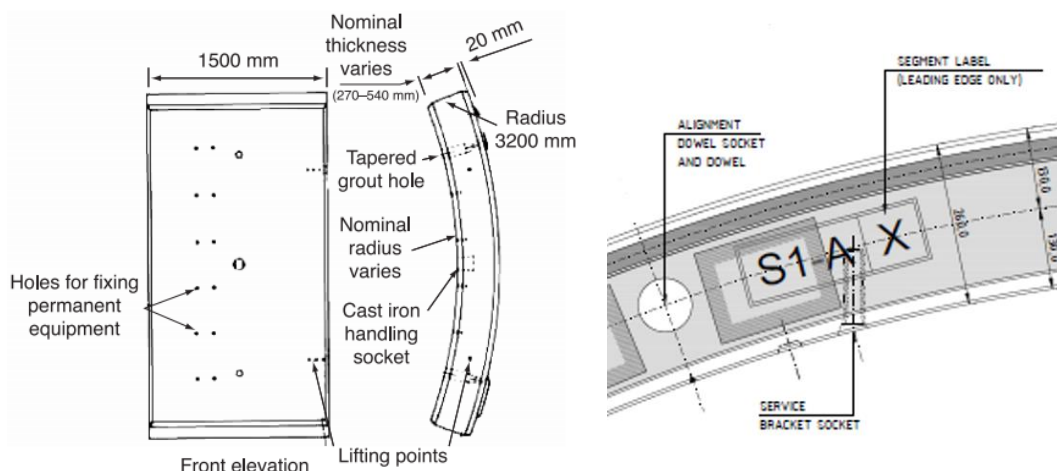
Obr. 160: Segment ostění s roznášecími dřevotřískovými tlakovými podložkami (http://www.tunnel-online.info/imgs/100839536_92bbe4d3b4.jpg)

16.7 Upevnění vybavení na segmentové ostění

U dvouplášťového ostění nejsou potřeba do vnějšího segmentového ostění vkládat žádné prostředky pro uchycení vybavení (osvětlení, ventilátory, trakce, telekomunikační vedení, systémy pro monitoring ostění atd.). Ty jsou provedeny až ve vnitřním monolitickém ostění.

Složitější situace nastává u jednoplášťového ostění. Existují tyto tři varianty:

- Instalace rastru kotevních patic přímo do formy bednění segmentu (viz Obr. 161)
- Instalace ocelových styčných plechů přímo do formy bednění segmentu
- Zakotvení upevnění do hotových segmentů



Obr. 161: Vlevo příklad prvků pro upevnění vnitřního vybavení tunelu; vpravo detail upevnění z projektu metro Sydney (Holes for fixing permanent equipment – otvory pro upevnění tunelového vybavení, Front elevation – čelní strana, Lifting points – body pro zvedání, Radius – poloměr, Normal thickness varies – nominální proměnná tloušťka, Tapered grout hole – zkosený otvor pro injektáž, Nominal radius varies – proměnný nominální poloměr) (BTS and ICE, 2004, s. 155) (HOCHTIEF ©2019)

V případě prvních dvou možností musí být zajištěno, že bude daný segment uložen v tunelu na své správné místo. To je při použití univerzálního prstence, který může rotovat obecně o libovolný úhel, velice složité a přináší zvýšené nároky jak na prefabrikaci, tak na posádku tunelovacího stroje. Upevnění nesmí navíc zasahovat do blízkosti podélných spojů mezi segmenty a mělo by být nejlépe v rastru délky prstence. Pozice upevňovacích prvků také ovlivňuje geometrii sací desky v případě pneumatického erektoru.

Pokud je upevnění připevněno na ostění až dodatečně, je možné s ním více flexibilně manipulovat. Pozornost se musí zaměřit kromě okrajů segmentu, dodržení dostatečného

krytí také na kolizi s betonářskou výztuží. Aby se tomu zabránilo je nutné buď polohu každé kotvy před vrtáním geometricky vyznačit na vnitřním povrchu segmentu, nebo při prefabrikaci na vnitřní líc segmentu otisknout matici s vyznačenými místy pro vrtání. K vrtání se musí použít pouze speciálních prostředků.

Vždy je nutné zajisti, aby tyto vkládané kotevní prvky při své degradaci neoslabovaly segmentové ostění. Z tohoto důvodu je dnes běžné používat nerez nebo prvky vyměnitelné. Pro silniční tunely je nezbytné zajistit dostatečnou odolnost prvků upevnění proti chloridům z rozmrazovacích látek. Obvykle se také upravují detaily vyztužení v blízkosti prvků pro upevnění.

Jestliže jsou kolem výrubu dobré geologické podmínky a tunel je nad hladinou podzemní vody, lze vybavení o velké hmotnosti jako například ventilátory kotvit skrz ostění přímo do horninového masivu.

16.8 Označování segmentů

Z důvodu usnadnění montáže ostění jsou jednotlivé segmenty opatřovány určitými znaky na jejich vnitřním povrchu. To souvisí i s úpravou bednění.

Na segmentech bývají například následující značky:

- Označení segmentu, jeho polohy v prstenci, poloměru tunelu atd.
- V případě spojování čepy štítky, které ukazují na umístění čepu.
- Symboly, které indikují možné dodatečné otvory v segmentech například pro provádění tlakových injektáží nebo uchycení prvků vybavení tak, aby nebyly v kolizi s betonářskou výztuží.
- Označení projektu, správce tunelu a vlastníka
- Identifikace času a místa výroby segmentu

V současné době se osvědčilo označování segmentů čárovým nebo QR kódem. Tento postup je výhodný i z hlediska kontroly kvality jednotlivých prvků, sledováním pohybu segmentu po výrobě a na stavbě a jeho lokaci. Dalším možným způsobem je označování segmentů pomocí čipů. Nevýhodou je vysoká ekonomická náročnost tohoto řešení.



Obr. 162: Označování segmentů – vlevo pro montáž prstence; vpravo pro trvalou identifikaci na vnitřním povrchu segmentu (<https://www.shaymurtagh.ie/wp-content/gallery/tunnel-segments-gallery-2/36newLarge.jpg>; Metrostav ©2019)

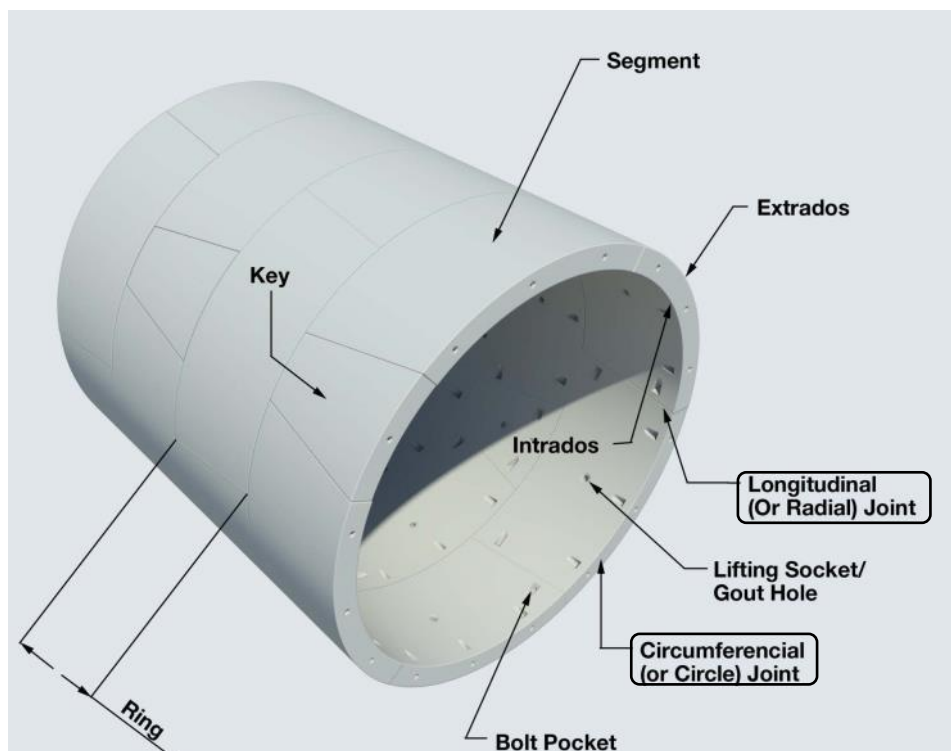
Dalším prvkem označování segmentů jsou dülky nebo v některých případech terčíky, které slouží k laserovému navádění erektoru při usazování segmentu do své polohy.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 141-143); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 291-294); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 183-192); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 133-134); (BTS and ICE, 2004, s. 56-58); (DAUB, 2013, s. 12-13, s. 17-19); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 63-64); (Wittke, a kol., 2007, s. 52-63, s. 367-373); (ITA working group No. 2, 2000, s. 320-321); (Goodfellow, 2011, s. 43-46); (Luttikholt, 2007, s. 8); (A.F.T.E.S., 1999, s. 11-14).

17 Detaily spojů mezi segmenty

Protože je ostění vždy sestaveno z jednotlivých prstenců a každý prstenec je složen z několika segmentů, vzniká po celé délce tunelu velké množství spojů. Jak je psáno výše rozlišujeme dva typy spojů mezi segmenty:

- Podélné (radiální, segmentové, ložné), které jsou víceméně rovnoběžné s tunelovou osou.
- Příčné (obvodové, prstencové, styčné), které mají od podélných jinou funkci a obvykle odlišné konstrukční uspořádání.



Obr. 163: Návosloví spojů mezi jednotlivými segmenty (Longitudinal (or radial) joint – podélný spoj, Circumferential (or circle) joint – příčný spoj, Segment – segment, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Ring – prstence, Key – závěrný klenák, Bolt pocket – nika pro upevnění spojovacích prostředků, Lifting socket/grout hole – otvor pro manipulaci/injektážní otvor) (Hurt, 2016, s. 4)

Pro oba typy platí následující zásady:

- Důležité je koncentrovat namáhání do míst, která mohou být proti těmto účinkům vyztužena. To znamená, že okraje segmentů a rohy musí být proti působení zatížení geometricky chráněny zkosením nebo odsunutím hrany.
- V co největší míře se vyhnout vrubům a geometrickým změnám ve tvaru spár.
- Dostatečná vzdálenost drážky pro těsnicí vložky od kraje segmentu.
- V co nejvyšší míře omezit imperfekce z výroby a instalace ostění.
- Typ spoje by se měl řídit, díky rozdílným vlastnostem v chování a roznášení zatížení, budoucí funkcí podzemní stavby.

17.1 Podélné spoje

Podélné spoje přenášejí osovou normálovou sílu, někdy i ohybový moment způsobený excentricitou osové síly a smykové síly z vnějšího a vnitřního zatížení. Přenos všech typů zatížení se děje především prostřednictvím styčných kontaktních ploch. V některých případech segmentového ostění se do vzájemného spolupůsobení připojují i spojovací prvky. Podélné spoje jsou navíc namáhány předpětím vnášeným do těsnících profilů během instalace ostění.

Ze statického hlediska jsou v případě prefabrikovaných segmentů tyto spoje uvažovány jako klouby, případně jako částečné klouby s omezeným přenosem ohybového momentu (viz kapitola 22.4 *Přímé metody zavedení vlivu podélných spojů*). V případě nesouvislé podélné spáry mezi jednotlivými prstenci lze zjednodušeně v místě spoje uvažovat také tuhé spojení s redukovanou ohybovou tuhostí celého prstence (viz kapitola 22.3 *Nepřímé metody zavedení vlivu podélných spojů mezi segmenty*).

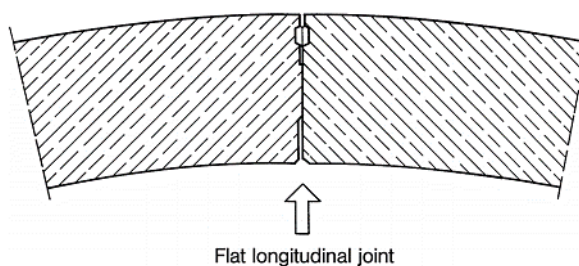
V praxi jsou používány následující typy podélných spojů:

- Dvě ploché kontaktní plochy (anglicky two flat contact surfaces)
- Jedna konvexní a jedna plochá kontaktní plocha (anglicka convex-planar contact surface)
- Dvě konvexní kontaktní plochy (anglicky two convex contact surfaces, nebo roller bearing)
- Konvexní a konkávní kontaktní plocha (anglicky convex-concave contact surface, nebo roller joint)
- Detail pero – drážka (v kombinaci s plochými kontaktními plochami; anglicky tongue and grooved detail, nebo drawer joint)
- Podélný spoj s vodící tyčí

17.1.1 Podélné spoje s plochými kontaktními plochami

Detail podélné spáry s plochými kontaktními plochami převládá v případě jednoplášťového ostění. Je zobrazen na Obr. 164. Tento typ spoje zabraňuje geometricky volnému natočení sousedních segmentů. Ze statického pohledu tedy přenáší jak osovou normálovou sílu a posouvající sílu (skrze tření mezi segmenty), tak i částečně ohybový moment. Toto chování je pro dimenzování ostění příznivé, protože snižuje ohybové namáhání segmentů jako takových.

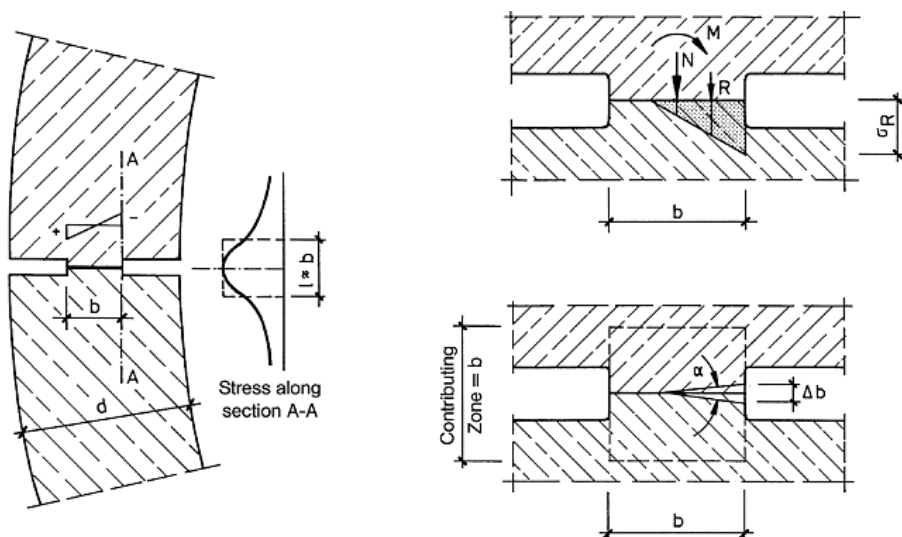
Podélné spoje s plochými kontaktními plochami mají výhodu při montáži ostění, kdy nevyhnutelné nepřesnosti při ukládání segmentů obvykle nevedou k lokálním poškozením betonového spoje.



Obr. 164: Detail podélné spáry s plochými kontaktními plochami (Flat longitudinal joint – přímý podélný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133)

Aby se zabránilo působení tlakové síly vně průřezu (vně jádra, které není vyztuženo), je kontaktní plocha obvykle redukována na dvě třetiny až jednu polovinu tloušťky segmentu. Soustředěné napětí vlivem koncentrované tlakové síly musí být bráno v úvahu a jeho účinky účinně pokryty při lokálním vyztužování segmentů. Oslabení průřezu vede k větší rotační kapacitě spoje, to má zvláštní význam pro jednoplášťové vodotěsné ostění, kde musí být otevření podélného spoje omezeno tak, aby se zabránilo „uvolnění“ těsnících vložek.

Pootočení v podélné spáře se děje na kontaktních plochách, prostřednictvím elastických a při větším zatížení také plastických tlakových přetvoření. Na Obr. 165 je znázorněn základní princip přenosu namáhání v podélném spoji s plochými kontaktními plochami. Dva sousední segmenty k sobě nejsou žádným způsobem připojeny, proto je umožněn přenos pouze tlakového napětí. Rovnováha nastane ve chvíli, kdy výslednice namáhání (síla R) bude působit uvnitř průřezu.

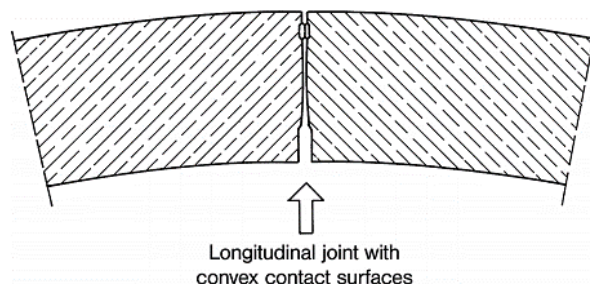


Obr. 165: Princip přenosu zatížení v podélné spáře s plochými kontaktními plochami (Stress along section A-A – napětí na řezu A-A, Contributing zone – ovlivněná zóna) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133)

17.1.2 Podélné spoje s dvěma konvexními kontaktními plochami

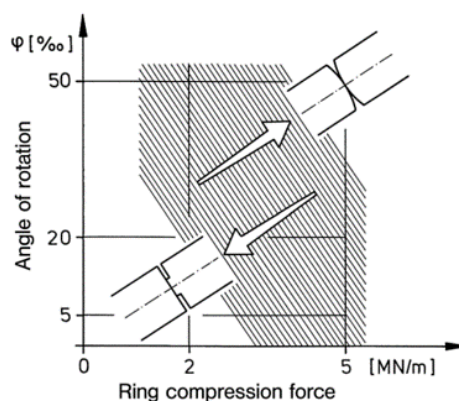
V případě řešení detailu podélného styku segmentů s dvěma plochými kontaktními plochami (viz kapitola 17.1.1 *Podélné spoje s plochými kontaktními plochami*), dochází s narůstajícím úhlem rotace mezi dvěma segmenty ke zmenšení kontaktní plochy a tím zvýšení kontaktního napětí. Jestliže na styk působí významná tlaková síla v kombinaci s velkým natočením, hrozí riziko podrcení betonu a odštípnutí vnější hrany zúžené kontaktní plochy. Poškození se může rozšířit až k těsnicímu profilu. To je v případě jednovrstvého vodotěsného ostění těžko opravitelná vada. Pokud jsou v ostění předpokládány vysoké normálové síly, je vhodné požit detail podélné spáry s dvěma konvexními kontaktními plochami (viz Obr. 166), kde je kontaktní plocha stále stejně velká při libovolném úhlu natočení. Poloměr zakřivení plochy je závislý na tloušťce segmentu, maximálním zatížení a dovoleném úhlu rotace. Řešení detailu konvexního styku vyžaduje zvážení mnoha aspektů. Pokud je poloměr zakřivení moc malý, je kontaktní plocha také malá a zvyšuje se riziko podrcení betonu při působení extrémních zatížení. Jestliže je naopak poloměr zakřivení moc velký, nemá spoj dostatečnou rotační kapacitu. Díky svému tvaru tento styčník nepřenáší téměř žádné ohybové momenty ani posouvající síly.

Nevýhodou tohoto typu podélného spojení je nestabilita prstence během montáže, kdy na spoj ještě nepůsobí žádná tlaková síla od sousedních segmentů ani není bráněno pootočení. Z tohoto důvodu musí být provedena dodatečná opatření, jako například použití tuhých spojovacích tyčí, které zabrání kolapsu instalovaného prstence.



Obr. 166: Detail podélné spáry s dvěma konvexními kontaktními plochami (Longitudinal joint with convex contact surfaces – podélný spoj s konvexními kontaktními plochami) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 134)

Na Obr. 167 je znázorněn diagram znázorňující rozsah použití podélného spoje s plochými a dvěma konvexními kontaktními plochami.

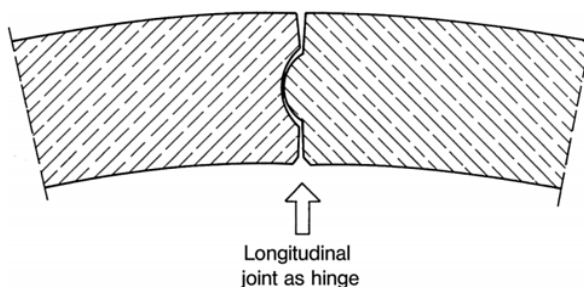


Obr. 167: Rozsah použití plochých a konvexních podélných spár (Angle of rotation – úhel rotace ve spoji, Ring compression force – normálová síla v prstenci ostění) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 134)

17.1.3 Podélné spoje s konvexní a konkávní kontaktní plochou

Detail podélného spoje s jednou konvexní a jednou konkávní kontaktní plochou (někdy též nazývaný jako „prostý kloubový spoj“) je znázorněn na Obr. 168. Vyznačuje se vysokou rotační kapacitou dvou sousedních segmentů. Aby se usnadnila montáž a snížilo tření mezi segmenty, je poloměr zakřivení konkávní kontaktní plochy obvykle větší. Tento typ spoje se vyznačuje možným přenosem vysokých posouvajících sil.

Z konstrukčního hlediska je nutné zajistit, aby při velkém vzájemném pootočení dvou sousedních segmentů nedocházelo na okraji k nechtěným kontaktům. Ty by mohly vést díky zvýšeným napětím k odlomení rohu a trhlinám v ostění. Největšímu riziku takového poškození jsou vystaveny hrany segmentu s konkávní kontaktní plochou, které není možné účinně proti tomuto namáhání vyztužit. Aby se tomuto problému zabránilo, bývají okraje plochy v závislosti na maximálním pootočení úměrně zešikmeny, jak je vidět na detailu styčnicku na Obr. 168.



Obr. 168: Detail podélné spáry s konvexní a konkávní kontaktní plochou (Longitudinal joint as hinge – kloubový podélný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 135)

Tento typ spoje je nejčastěji využíván pro dvouplášťové ostění, kvůli obtížím s vložením těsnicího profilu a vysoké rotační kapacitě styku.

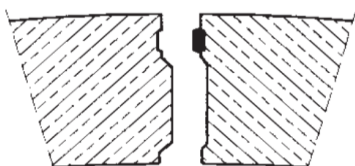
Detail podélné spáry s konvexní a konkávní kontaktní plochou přispívá k vysoké stabilitě ostění během instalace. To je také důvod, proč je běžně používán pro rozpírané ostění. Centrující efekt představuje účinnou pomoc při montáži ostění.

17.1.4 Podélné spoje na pero a drážku

Podélný spoj na pero a drážku (viz Obr. 169) přináší výhody při montáži ostění, kdy do sebe jednotlivé segmenty jednoduše zapadají. Ploché kontaktní plochy umožňují přenášet jak tlakové a smykové síly, tak částečně ohybové momenty. Protože ale nemohou být okraje

drážky dostatečně vyztuženy, hrozí zde opět riziko poškození segmentu, při neopatrné instalaci segmentů.

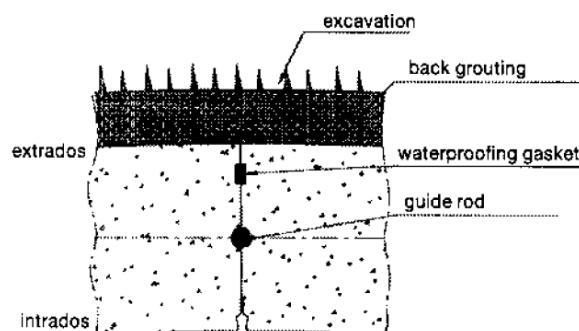
Speciální forma pera a drážky se používá i v případě úzkých klenáků, kde je na obou jeho stranách buď pero, nebo drážka. Klenák pak nemůže z prstence tak snadno vypadnout. Nutná je pak ale podélný posun klenáku do své polohy.



Obr. 169: Příklad podélného spoje na pero a drážku (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)

17.1.5 Podélné spoje s vodící tyčí

Pro dodržení vyšších montážních přesností, rychlejšímu ukládání segmentů a případnému lepšímu přenosu smykových sil v podélném spoji je možné vytvořit podélný spoj s vodící tyčí (viz Obr. 170).

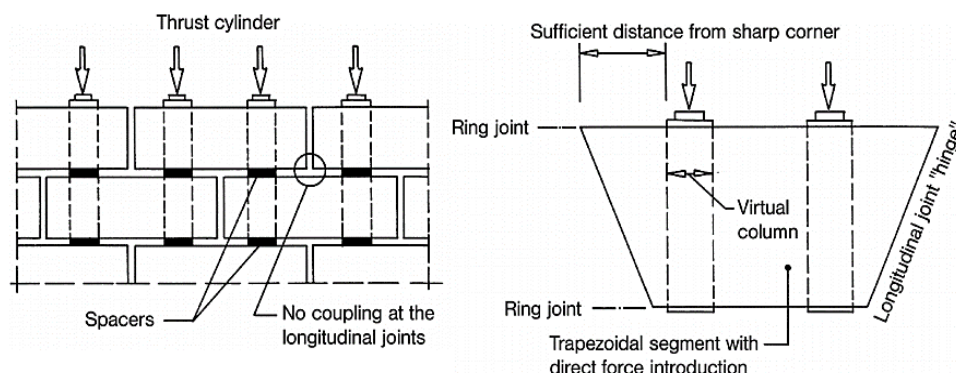


Obr. 170: Podélný spoj s vodící tyčí (Excavation – hranice výrubu, Back grouting – výplňová injektáž, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Waterproofing gasket – těsnící profil, Guide rod – vodící tyč) (A.F.T.E.S., 1999, s. 10)

17.2 Příčné spoje

Rovina příčných spojů leží vždy přibližně kolmo na osu tunelu (je zde odchylka vlivem zkosení univerzálního prstence). Dominantní zatížení, které na tento spoj působí, jsou tlačné síly ze štítových lisů a vzájemné smykové síly mezi sousedními prstenci při neprůběžné podélné spáře. V případě, že na sebe dva sousední segmenty přesně nenasazují a jejich vzájemné deformaci je nějakým způsobem bráněno, vzniká sekundární zatížení, které působí na segmenty v místě příčného spoje a je častou příčinou jejich poškození. Příčný spoj je také nerovnoměrně namáhán při prostorovém vedení trasy díla. Mezi další zatížení patří posouvající síly vzniklé nerovnoměrnou deformací sousedních prstenců a konzolové síly při sestavování prstence ostění.

Přímé zatížení štítových lisů působí na příčný spoj posledního sestaveného prstence přes roznášecí desky. Toto zatížení je pak skrze segment přeneseno na další příčnou spáru. Každý segment se chová jako vysoký nosník, jak je vidět na Obr. 171. Aby se vyhnulo nepřípustným napětím a podélným trhlinám v segmentu, jsou do příčné spáry vkládány mezilehlé roznášecí desky (více v kapitole 16.6 *Roznášecí podložky*), které po stlačení štítovými lisami umožňují rovnoměrně roznést a soustředit zatížení do stanovených (nejlépe přivyztužených viz kapitola 29.2 *Tahová výztuž na spojích mezi segmenty*) míst. V ideálním případě by měly být umístěny jedna za druhou přes jednotlivé příčné spáry, aby umožnily přímý tok zatížení od štítových lisů v podélném směru (viz Obr. 171). Jsou poddajné a pomáhají tak vyrovnávat montážní i výrobní nepřesnosti. Jakékoli další odchylky od tohoto schématu roznosu zatížení by měly být pokryty dostatečnou radiální výztuží.



Obr. 171: Přenos zatížení štítových lisů do segmentového ostění prostřednictvím roznášecích podložek (Thrust cylinder – štítový lis, Spacers – roznášecí podložky, No coupling at the longitudinal joints – žádné spojení v podélných spojkách, Ring joint – příčný spoj, Sufficient distance from sharp corner – dostatečná vzdálenost od ostrého okraje, Virtual column – virtuální sloupec, Longitudinal joint „hinge“ – podélný spoj „kloub“, Trapezoidal segment with direct force introduction – lichoběžníkový segment s přímým vedením síly od štítových lisů) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 136)

Příčné spoje musí mimo namáhání od štítových lisů odolávat také smykovým zatížením vyvolaným koncovou částí štítu při prostorovém vedení trasy díla, dále vnějšími silami od injektáže prostoru za ostěním a nerovnoměrným horninovým tlakům v podélném směru tunelu. Pokud je deformace jednoho prstence odlišná od druhého, je třeba, aby vzniklé smykové síly příčný spoj přenesl. V některých případech k tomu stačí pouze vzájemné tření sousedních ploch. Při velkých smykových silách je nutné použít některý ze spojů se zazubením (pero drážka, čep a objímka).

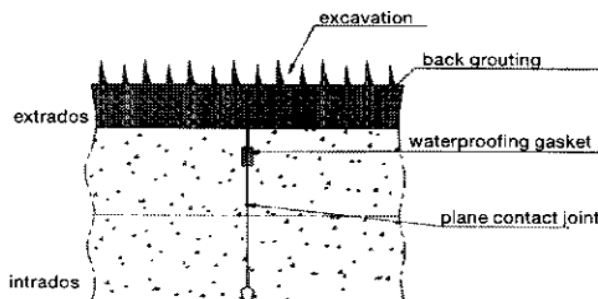
Spojovací prvky mají obvykle dvě základní funkce. V první řadě dočasně připojují právě instalovaný segment k předchozímu prstenci ostění a sousednímu segmentu (k tomuto účelu se nejčastěji používají šrouby). Dále z hlediska dlouhodobého působení zabraňují velkým vzájemným deformacím mezi sousedními prstenci ostění.

Tak jako podélné spáry mají i příčné spáry variantní řešení detailu styku:

- Rovné kontaktní plochy (anglicky flat ring system) s/bez spojovacího prvku
- Spoj na pero a drážku (anglicky tongue and groove system)
- Spoj na čep nebo centrický kužel (anglicky pin (cam, tenon) and socket (dowel, mortise) system, nebo shear key connection nebo boss connection)
- Konvexní/konkávní spoj (anglicky convex-concave systém)

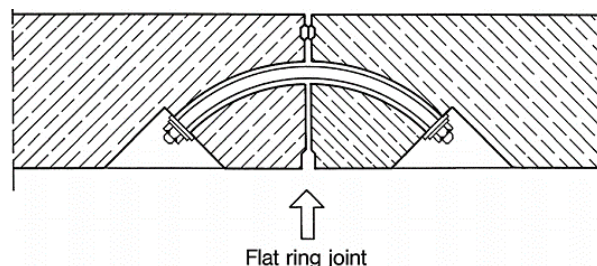
17.2.1 Příčné spoje s rovnými kontaktními plochami

Nejjednodušší detail příčného spoje je spoj s rovnými kontaktními plochami, který opět převládá v případě jednoplášťového tunelového ostění. Příklad tohoto typu je vidět na Obr. 172. Každý prstenec je samostatný nosný prvek. Dle statického působení není ale mezi jednotlivými prstenci žádná interakce. Spojení je zprostředkováno výhradně třením.



Obr. 172: Příčný spoj s rovnými kontaktními plochami (Excavation – hranice výrubu, Back grouting – výplňová injektáž, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Waterproofing gasket – těsnicí profil, Plane contact joint – přímý kontakt ve spoji) (A.F.T.E.S., 1999, s. 9)

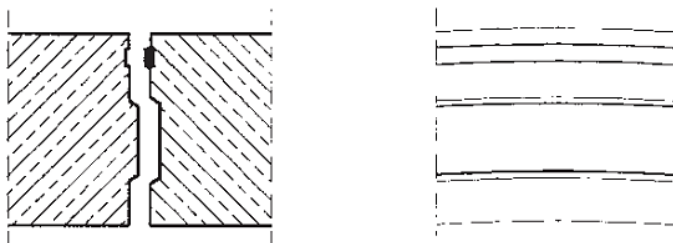
Příčný spoj s rovnými kontaktními plochami neposkytuje při instalaci ostění žádnou podporu. Té může být dosaženo s použitím různých spojovacích prvků. Pokud mají tyto prvky přispívat k mechanické odolnosti spoje, je třeba provést trvalé propojení segmentů šrouby jako je vidět například na Obr. 173 nebo použít vložené plastové kolíky (čepy). Nevýhodou dokonale tuhého spojení v diskrétních místech může být vysoká koncentrace namáhání a možný vznik poruch a poškození ostění. Proto je třeba používat spojovací prostředky, které umožní určité deformace.



Obr. 173: Příčný spoj s rovnými kontaktními plochami – spojení pomocí zakřiveného šroubu (flat ring joint – přímý příčný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137)

17.2.2 Příčné spoje na pero a drážku

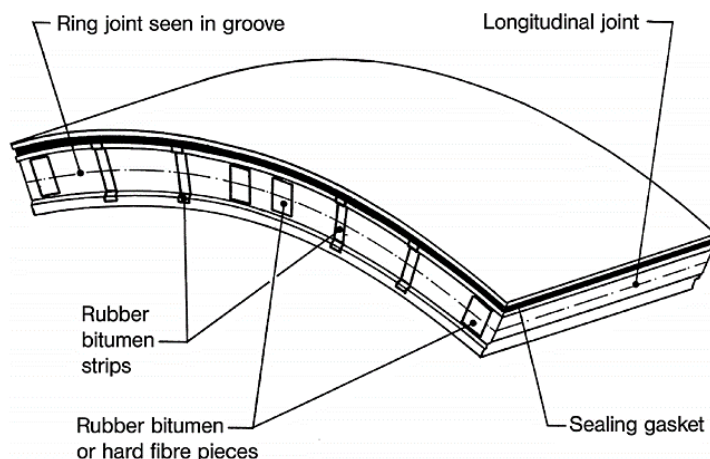
Existuje velké množství detailů příčného spoje na pero a drážku, dle účelu použití. Spoj může být nosný či pouze vodící. Alternativou spoje na pero drážku je spoj se zazuběním. Použitím se usnadní montáž a usazování segmentů. Obzvláště pro jednovrstevné vodonepropustné ostění jsou nepřesnosti při montáži a pohyby ve spárách nepřijatelné. Tento typ spoje zajišťuje také určitým způsobem mechanické propojení prstenců, které má vliv na roznos zatížení v podélném směru. Vyrovnávají se možné odlišné deformace sousedních prstenců.



Obr. 174: Detail spoje na pero a drážku (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)

Pero musí být z konstrukčních důvodů na šířku alespoň poloviny tloušťky segmentu, doporučuje se ale více. Výška pera je od 10 do 30 mm. Aby byl umožněn přenos zatížení od štítových lisů do předem určených míst, jsou do drážky umísťovány k bitumenovým rozpěrkám navíc pásy, které pomáhají vedení segmentu při jeho usazení. Vše je znázorněno na Obr. 174 a Obr. 175. Vyztužení příčného spoje na pero a drážku tak, aby odolával vysokým silám štítových lisů, je velice komplikované především s ohledem na dodržení minimální tloušťky krytí výztuže. Drážka bývá vždy širší než pero. Vzniklá manipulační šířka je jen pár milimetrů a je vždy rychle využita pro výrobní a montážní tolerance. Nepřesnosti při instalaci ostění a tím vzniklé sekundární namáhání mohou vést k poškození příčného spoje. Pokud by byla tato mezera uvažována větší hodnotou, vedlo by to k nerovnoměrné deformaci sousedních prstenců a možnému porušení funkčnosti těsnících prvků. Jestliže je tolerance naopak příliš malá, hrozí porušení segmentů. Z tohoto důvodu je velikost mezery mezi perem a drážkou nutné věnovat vysokou pozornost.

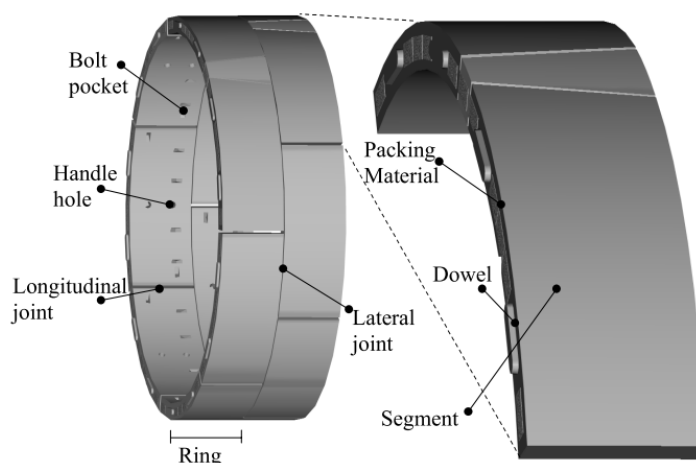
Tento typ příčného spoje není díky svým nedostatkům moc využíván.



Obr. 175: Příklad segmentu se spoji na pero a drážku (Ring joint seen in groove – drážka v příčném spoji, Longitudinal joint – podélný spoj, Sealing gasket – segmentové těsnění, Rubber bitumen strips – bitumenové pásky, Rubber bitumen or hard fibre pieces – bitumenové nebo dřevotřískové roznášecí podložky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137)

17.2.3 Spoj na betonový čep

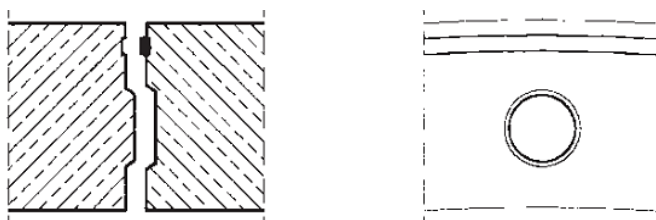
Příčný spoj s betonovým čepem působí obdobně jako spoj na pero a drážku. Vodicí (centrující) čep, pomáhá při spojování sousedních prstenců během montáže ostění. Nosný čep, který je již vyztužený, zachycuje smykové síly, jež není možné přenést pouhým třením. Na rozdíl od spoje na pero drážku poskytuje spoj na čep a objímku pouze lokální spojení dvou segmentů obvykle ve čtvrtině délky spáry. To může omezit sekundární namáhání vlivem nepřesností montáže. Nicméně tyto síly ve spojení jsou pouze soustředěny do oblastí čepů a objímek, které jsou tak značně namáhány. Jestliže není tento typ spoje schopný smykové síly přenést, je nutné se vrátit ke spoji na pero a drážku.



Obr. 176: Příklad ostění se spojem na betonový čep (Bolt pocket – nika pro spojovací prostředky, Handle hole – otvor pro uchycení erektoru, Longitudinal joint – podélný spoj, Ring – prstenec ostění, Lateral joint – Příčný spoj, Packing material – roznášecí podložka, Dowel – kolík, Segment – segment) (Blom, 2002a, s. 23)

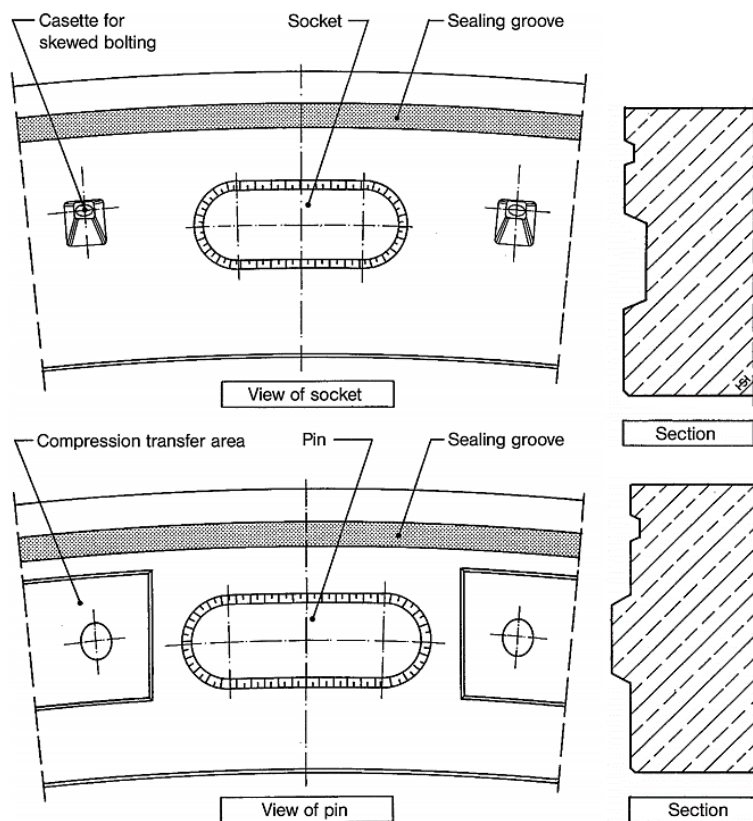
Čep bývá obvykle tlustší, než může být pero. Proto ho lze trochu lépe vyztužit. Šířka čepu musí být zvolena tak, aby zajistila v případě poruchy poškození čepu, a ne okraje objímky, a to kvůli zachování funkce těsnění. Z důvodu zlepšení přenosu zatížení je tento spoj obvykle doplňován roznášecími deskami.

Příklad spoje na čep je vidět na Obr. 177 a Obr. 178.



Obr. 177: Příčný spoj s betonovým čepem a objímkou (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)

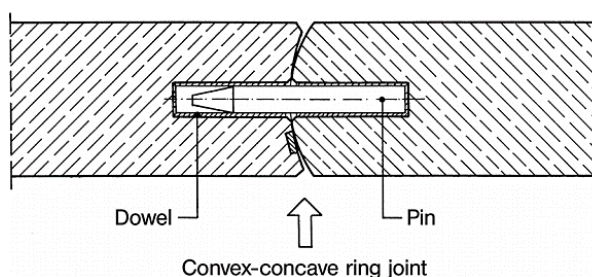
Mezi objímkou a čepem je vždy určitá mezera, která by měla pokrýt výrobní a montážní tolerance. Ta je v případě nosného spoje ve směru po obvodu segmentu větší než ve směru radiálním. Tím je zaručeno, že při vzájemné deformaci dvou sousedních prstenců v řádu milimetrů, dojde k doteku a přenosu vzájemných smykových sil. Pokud jsou tedy deformace malé, čep se do vzájemné interakce nezapojuje a působí pouze možné tření. V tangenciálním směru je tolerance větší, především z hlediska umožnění snazší montáže. V tomto směru pak čep síly, při běžných hodnotách deformací, nepřenáší.



Obr. 178: Příčný spoj na čep a objímku (Socekt – objímka, View of socket – pohled na objímku, Pin – čep, View of pin – pohled na čep, Section – řez, Sealing groove – těsnící profil, Cassette for skewed bolting – nika pro šikmé šroubování, Compression transfer area – oblast pro tlakové roznášecí podložky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 138)

17.2.4 Příčný spoj konvexní/konkávní

Pro tento typ spoje, který je znázorněný na Obr. 179, platí stejná pravidla, předpoklady a omezení jako pro podélné spoje segmentového ostění tohoto druhu.



Obr. 179: Příčný spoj konvexní/konkávní (Convex-concave ring joint – konvexní-konkávní příčný spoj, Dowel – hmoždinka, Pin – kolík) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 132-138); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 282-289); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 131-132); (DAUB, 2013, s. 11-12); (Wittke, a kol., 2007, s. 48-52); (Fabozzi, 2017, s. 2-4); (Luttikholt, 2007, s. 7-8); (De Waal, 1999, s. 142-144); (A.F.T.E.S., 1999, s. 8-11).

18 Základní geometrický návrh ostění

Cílem optimálního návrhu segmentového ostění je dosáhnout funkční konstrukce po celou dobu životnosti podzemního díla, za přijetí předpokládaných rizik, za co nejnižší cenu. Přímé náklady ostění ovlivňuje především spotřeba betonu spojená s tloušťkou ostění. Proto je základním parametrem optimalizace této hodnoty. Další úspory lze hledat ve velikosti segmentů a s ní spojené spotřebě segmentového příslušenství.

Geometrický návrh ostění je prvním krokem k ověření kompatibility segmentového ostění s vybraným tunelovacím strojem ať již nově vyrobeným nebo repasovaným. Určeny musí být především tyto parametry:

- Vnitřní poloměr ostění
- Tloušťka jednotlivých prvků ostění.
- Šířka a počet segmentů v prstenci ostění.
- V případě použití systému s universálním prstencem jeho konicita (zkosení)

Základní oblasti, kterými je důležité se během návrhu geometrie segmentů zabývat, mohou být rozděleny do dvou skupin:

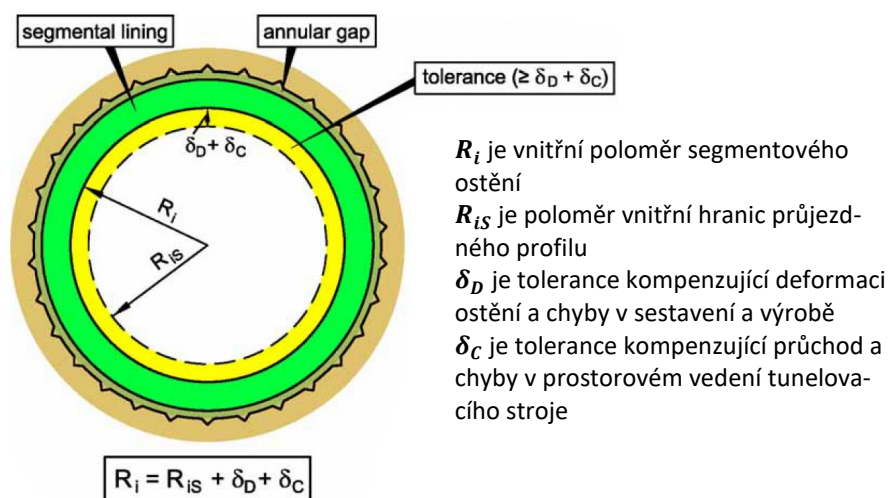
- Kritéria související s návrhem tvaru a trasy podzemního díla jako je například poloměr tunelu a prostorové vedení díla.
- Kritéria související s prováděním prací se segmentovým ostěním jako optimalizace délky záběru a rozmístění segmentů v prstenci, celková dimenze segmentů, jejich váhy atd.

Každá volba v oblasti tvaru segmentového ostění provedená ve fázi přípravy zakázky by měla být dostatečně zvážena a podrobena detailní analýze ze všech relevantních hledisek s ohledem na celkovou životnost podzemního díla.

18.1 Vnitřní poloměr ostění

Vždy je snahou navrhnout tunel o co nejmenším poloměru tak, aby vyhovoval danému účelu a byl ekonomický především z hlediska snížení přímých nákladů (větší výrub, tlustší ostění apod.) a času nutného pro výstavbu.

Minimální vnitřní poloměr je obvykle dán podle způsobu využití podzemního díla technickou normou platnou v dané zemi (například průjezdný průřez v případě železničních tunelů). Tato hodnota by měla být zvětšena o tolerance při montáži a deformace prstence ostění. Stejně tak by měly být přičteny odchylky z hlediska prostorového vedení trasy díla.



Obr. 180: Stanovení vnitřního poloměru segmentového ostění (Segmental lining – segmentové ostění, Annular gap – mezeru mezi ostěním a horninovým masivem, Tolerance – tolerance) (Wittke, a kol., 2007, s. 43)

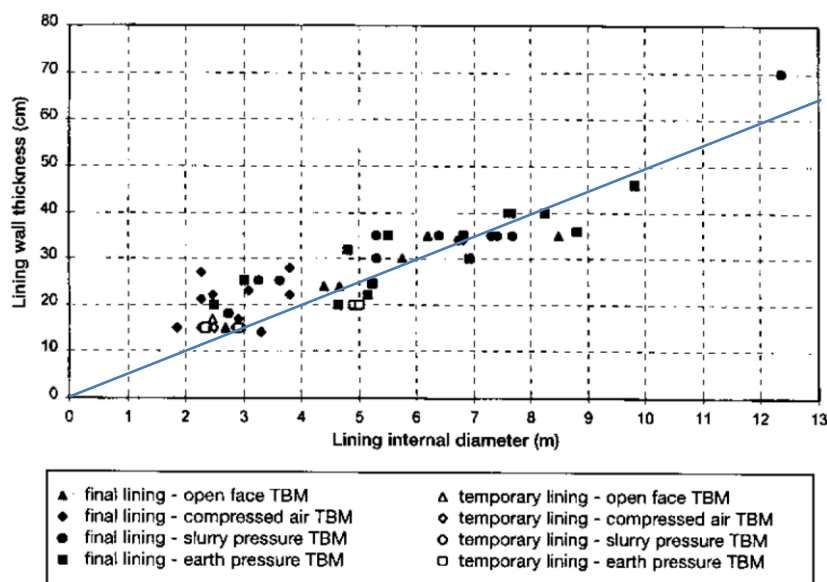
18.2 Návrh tloušťky segmentů a šířky kontaktní plochy

V první fázi návrhu tloušťky segmentového ostění by se mělo vycházet ze zkušeností z ražeb v obdobných geologických podmínkách a s podobnou výškou nadloží a z databáze již realizovaných podzemních staveb (viz Obr. 182). Známostou poučkou je, že tloušťka ostění by měla být přibližně $1/20$ - $1/22$ vnitřního průměru ostění.

Narůstající tloušťka ostění má z hlediska statického působení reverzní charakter na výsledný stupeň bezpečnosti (safety factor) systému. Čím má ostění větší tloušťku, tím je také tužší a vlivem dlouhodobých zatížení, například od horninového masivu, v něm vznikají větší vnitřní síly. Tento nárůst vnitřních sil může být v některých případech větší než nárůst kapacity betonového průřezu při obvyklém vyztužení segmentového ostění blížícím se minimálnímu stupni vyztužení. Na druhé straně je z hlediska krátkodobých konstrukčních namáhání větší tloušťka segmentů výhodná především díky větší vlastní tíze a rozsáhlejší roznosové ploše pro působení sil štitových lisů. Cílem je nepochybně navrhnout takovou tloušťku, aby bylo ostění bezpečné a spotřeba betonu a plocha výrubu co nejmenší.

Tloušťka ostění se pohybuje kolem 15 až 75 cm. Nemá smysl tloušťku ostění příliš zaokrouhlovat směrem nahoru. Výroba prefabrikátů je schopná si poradit i s ostěním tloušťky například 37 cm. Minimální tloušťka je obvykle dána požadavkem na přenos zatížení štitovými lisami, umístěním těsnících profilů, případně spojovacích prostředků. Pro tunely obvyklých rozměrů s jednoplášťovým ostěním bývá 30 až 40 cm. Je určena především statickým výpočtem a dalšími konstrukčními detaily jako například uložením hydroizolačního těsnění, detaily manipulačních a spojovacích nik apod.

Obr. 181 zaznamenává závislost mezi tloušťkou ostění segmentového ostění a průměrem tunelu. Uvedeny jsou zde také případy dvouplášťového segmentového ostění. Modrá čára představuje vztah, kdy tloušťka ostění = $1/20$ vnitřního průměru ostění.

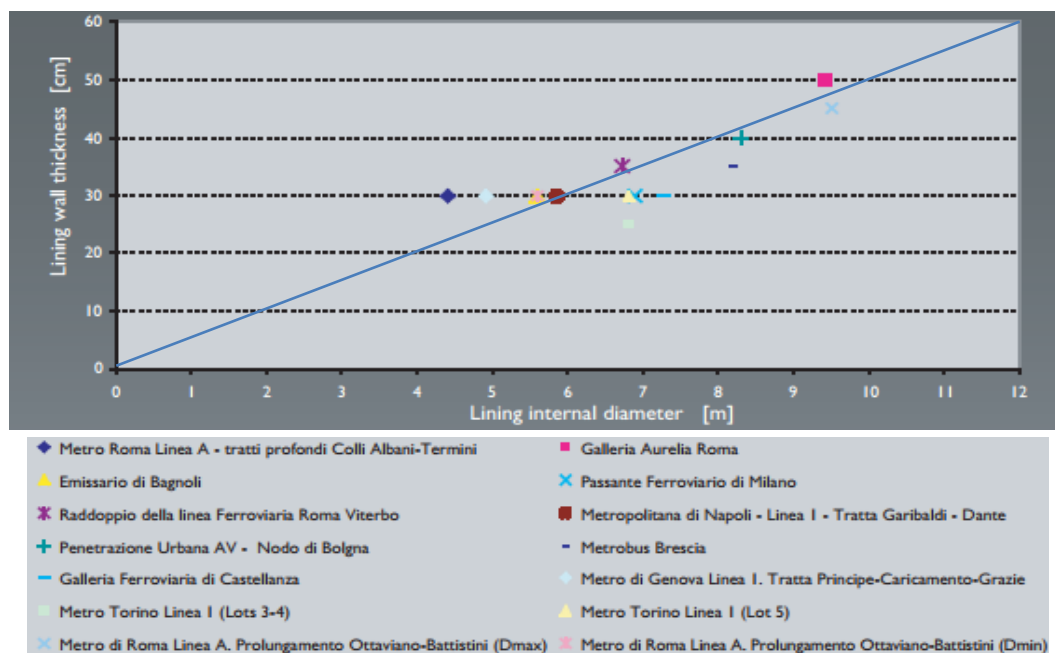


Obr. 181: Závislost mezi vnitřním průměrem tunelu a tloušťkou ostění (Lining wall thickness – tloušťka ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění, Final lining – definitivní ostění, Temporary lining – dočasné ostění, Open face TBM – tunelovací stroj bez podpory čelby, Compressed air TBM – pneumatický tunelovací stroj, Slurry pressure TBM – bentonitový tunelovací stroj, Earth pressure TBM – zeminový štít) (A.F.T.E.S., 1999, s. 6)

Pro chování ostění je velice důležité, v případě přímého podélného spoje, stanovit šířku kontaktní plochy mezi jednotlivými segmentovými prvky. S rostoucí šířkou roste tuhost spoje, která pak ovlivňuje namáhání celého prstence ostění.

S tloušťkou ostění souvisí i stanovení počtu štítových lisů. Jestliže je navrženo ostění o malé tloušťce a zároveň je třeba vyvíjet na čelbu vysoký tlak, doporučuje se používat skupiny štítových lisů. Místo jednoho širokého lisu, je užita kombinace dvou (třech) menších lisů. Toto uspořádání zároveň působí pozitivně z hlediska statického namáhání segmentového ostění. Nutné je ale poznamenat, že pokud působí na základní segment více jak dva lisy (dvě sestavy lisů), zvětšuje se nebezpečí poškození segmentu od sekundárních namáhání v případě, že je prvek nerovnoměrně podepřen. Základní počet lisů (sestav lisů) na segment bývá 2-3 pro základní segment a 1 pro závěrný klenák.

Na Obr. 182 je zobrazena podobná závislost mezi tloušťkou ostění a průměrem tubusu některých významných evropských podzemních staveb při použití segmentového ostění.



Obr. 182: Závislost mezi vnitřním průměrem tunelu a tloušťkou ostění (Lining wall thickness – tloušťka ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 197)

18.3 Délka prstence

Obvyklá délka prstence leží v rozmezí 0,6 až 2,5 m. Běžné hodnoty se ale pohybují v rozmezí 1,5 až 2,0 m. Volba délky prstence ostění závisí na několika faktorech:

- Čím je prstenec delší, tím je ve výsledku menší výsledný počet segmentů, které musí být nainstalovány, menší počet příčných spár, rizikových míst z hlediska hydroizolace a obecně rychlejší postup výstavby. Redukován je také počet spojovacích prvků, délka těsnění atd. Jednotlivé segmenty jsou ale naopak těžkopádnější a obtížně manipulovatelné, což může být příčinou některých poškození. Problém může nastat i v případě vedení trasy tunelu v obloucích s malými poloměry. Pokud by nastala situace, kdy by bylo nutné projít obloukem o malém poloměru a zároveň by byl prstenec příliš široký, mohlo by dojít k nepříznivému kontaktu ostění s koncovou částí štítu.
- Maximální šířka prstence souvisí s maximálním zdvihem štítových lisů a s jejich stabilitou při vyvíjení tlačné síly.

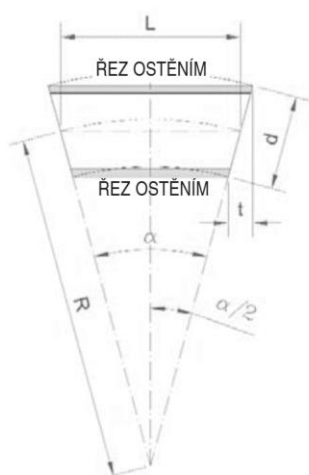
Z hlediska prostorového vedení díla (analýzy oblouku s nejmenším poloměrem a délky přímých úseků) není nutné navrhovat konstantní délku prstence pro celou trasu tunelu. Obvykle se volí v přímé delší prstence a v obloucích prstence kratší.

18.4 Konicita univerzálního prstence

Univerzální prstenec je ve skutečnosti válec s nerovnoběžnými podstavami, které se sbíhají ve vzdálenosti R od osy válce (veličina R se nazývá návrhový poloměr univerzálního prstence). Při návrhu zkosení prstence musí být uvažováno také s délkou prstence ostění.

Řada prstenců ukládaných za sebe bez vzájemného relativního pootočení vytváří ostění, které sleduje křivku o poloměru R . Hodnota R musí být vždy menší než minimální poloměr směrového (nebo výškového či složeného) oblouku R_t (obvykle se uvažuje o 20 %, tedy $R = 0,8 \cdot R_t$). Důvodem je především skutečnost, že když se tunelovací stroj pohybuje vpřed, často se může nepatrně odchýlit od vytyčené osy díla nebo může dojít k nepřesnému sestavení prstence ostění. Následný prstenec by pak měl být schopný pomocí tunelovacího stroje vrátit se do správné trajektorie – v krátkém úseku provést korekce prostorového vedení tunelu. Pokud je zároveň požadavek na neprůběžný podélný spoj, tak tato rezerva slouží také k tomu, když je nutné při průjezdu minimálním obloukem skládat prstence s určitou rotací.

Základní charakteristika univerzálního prstence konicita se získá ze vztahu uvedeného na obrázku Obr. 183:



Pro velikost středového úhlu jednoho prstence platí:

$$\sin(\alpha/2) = (L/2) / R$$

α středový úhel prstence

L délka prstence ve střednici

R min. poloměr směrového a výškového oblouku

Zároveň platí:

$$\sin(\alpha/2) = t / d$$

d vnější průměr ostění tunelu

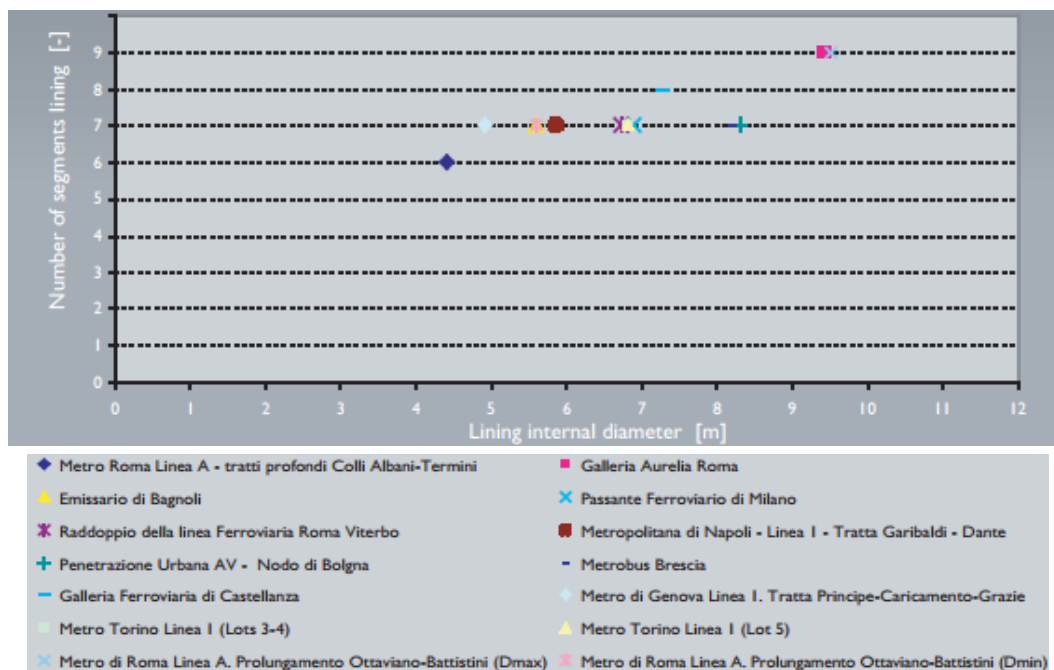
t zkosení ostění (taper)

Zkosení t je uvedeno na jedné podstavě válce opsaného prstenci, jelikož obvykle jsou skloněny obě podstavy, délka prstence se mění od $L - t$ po $L + t$ tedy $L \pm t$.

Obr. 183: Základné definice veličin pro stanovení konicity univerzálního prstence (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování 2014, 62)

18.5 Počet segmentů v prstenci ostění, šířka závěrného klenáku

Obr. 184 ukazuje tabulku závislosti počtu segmentů v prstenci ostění na průměru ostění na základě dat získaných z reálných evropských staveb.



Obr. 184: Závislost mezi vnitřním průměrem a počtem segmentů (Number of segments lining – počet segmentů v prstenci ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 197)

Počet jednotlivých segmentů v prstenci ostění je opět úzce spjat s použitým tunelovacím strojem. Závisí především na:

- Velikosti (průměru) tunelu a maximální možné hmotnosti jednoho segmentu (z hlediska výroby, transportu, manipulace a instalace).
- Počtu a rozmístění štítových lisů, respektive tlačných míst s ohledem na potřebnou osovou sílu nutnou pro posun tunelovacího stroje.
- S větším počtem segmentů je prodloužena doby sestavení prstence ostění a spotřeba příslušenství každého segmentu. Navíc stoupá možné riziko porušení hydroizolační funkce tunelu.
- Větší počet segmentů v prstenci je vhodnější pro překonání sekundárních namáhání způsobených nerovnoměrným podepřením prstence v příčném spoji, kdy nevznikají průběžné trhliny, ale dojde k posunu v místě podélných spojů. Snadnější je také vytvoření neprůběžné podélné spáry v ostění z hlediska křížových spojů těsnění.
- Čím je segmentů v prstenci méně, tím je vyšší tuhost ostění, menší deformační projevy, ale naopak vyšší vnitřní síly.

Z hlediska průměru podzemního díla se doporučuje volit následující počet segmentů:

- Malý průměr (2-5 m), schéma: $4 + 1(1/x)$, $5 + 0$, $5 + 1(1/x)$, $6 + 0$
- Střední průměr (5-8 m), schéma: $5 + 1(1/x)$, $6 + 0$, $6 + 1(1/x)$, $7 + 0$
- Velký průměr (více než 8 m), schéma: $6 + 1(1/x)$, $7 + 0$, $7 + 1(1/x)$, $8 + 0$, $8 + 1(1/x)$, $9 + 0$, $9 + 1(1/x)$...

Výraz „ $x + 0$ “ znamená, že je v prstenci závěrný klenák rozměrů stejných jako mají běžné segmenty (rozdíl je pouze ve zkosení). V některých případech se volí klenák menší (přibližně poloviny až třetiny délky běžného segmentu), pak se skladba ostění detailněji označuje

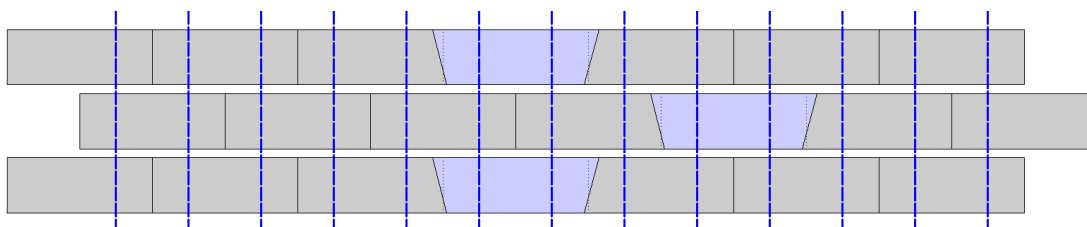
jako „ $x + 1(1/3)$ “ to znamená, že se jeden prstenec skládá z „ x “ běžných segmentů a „1“ klenáku „ $1/3$ “ délky běžného segmentu.

Stále častější je v současné době předpoklad kompatibilního uspořádání štítových lisů s rozmístěním jednotlivých segmentů v prstenci ostění. To znamená, že štítové lisy působí vždy v přesně dané poloze, ne libovolně po obvodu prstence. Rotace prstence je vždy o přesně definovaný úhel (více o této problematice v kapitole 20.5.1 *Konfigurace štítových lisů*). Preferována je tzv. soustava francouzská, kdy je zamezeno působení štítových lisů v místě podélných spojů mezi sousedními segmenty. Zároveň je z hlediska zamezení vzniku křížového spoje segmentového těsnění a lepšímu přenosu zatížení v prstenci ostění doporučeno volit uspořádání s neprůběžným podélným spojem.

18.5.1 Schémata uspořádání segmentového ostění

18.5.1.1 Schéma uspořádání „ $x + 0$ “

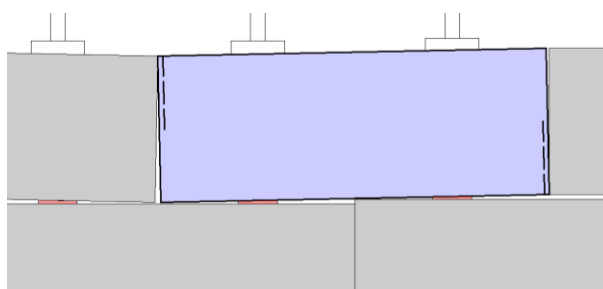
Při volbě určité šířky závěrného klenáku je nutné vždy vzájemně porovnat jednotlivé výhody a nevýhody každého skladebného schématu. Na Obr. 185 je znázorněno schéma „ $x + 0$ “. Modře je vybarvený závěrný klenák. Modré přerušované čáry představují tlačná místa štítových lisů.



Obr. 185: Schéma uspořádání „ $x + 0$ “

V případě tohoto uspořádání s použitím velkého klenáku je nutné řešit omezení z hlediska prostoru při jeho ukládání (více v kapitole 14.1 *Závěrný klenák*). Rotace prstence je vždy o úhel odpovídající polovině délky segmentu. Výhodou je jednoduchá „cihelňá“ skladba jednotlivých segmentů, která umožňuje dobrý roznos (přemostění) ohybových momentů přes příčné spoje. Další výhodou je snadné dodržení neprůběžného podélného spoje.

Z hlediska možných poruch ostění v případě nepřesnosti montáže je toto uspořádání akceptovatelné (viz Obr. 186) při použití dvou tlačných míst štítových lisů.



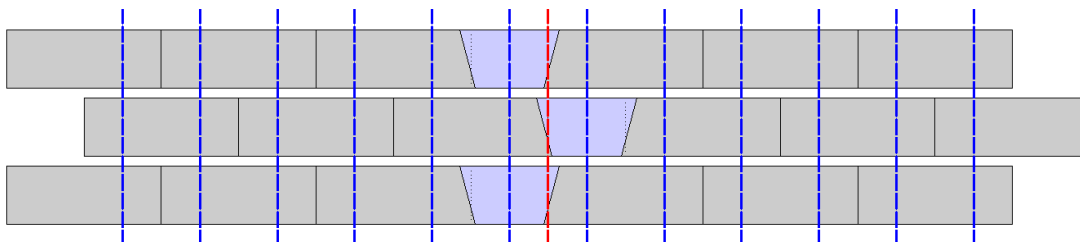
Obr. 186: Mechanismus pohybu v případě nerovnoměrného podepření při uspořádání „ $x + 0$ “

V případě, že na jeden segment působí štítové lisy pouze na dvou tlačných místech, dojde k natočení segmentu, který se chová jako „prostý nosník“, stlačení roznášecích podložek a opření o segment sousední. Velkým poruchám se lze tímto uspořádáním vyhnout.

18.5.1.2 Schéma uspořádání „ $x + 1(1/2)$ “

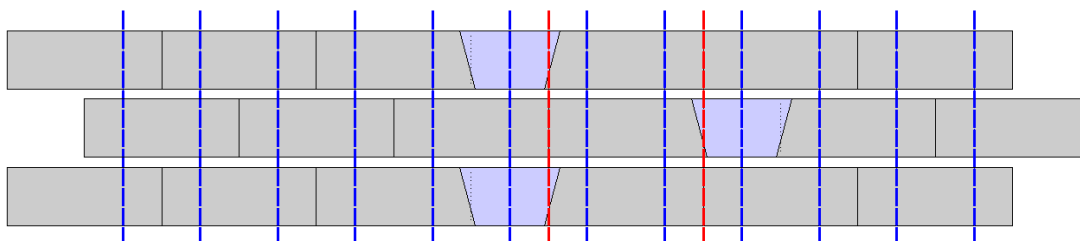
Další možností je navrhnout závěrný klenák délky přibližně poloviny běžného segmentu. Toto uspořádání je velice podobné přechodovému „ $x + 0$ “, pouze s rozdílem kratšího klenáku. Nevýhodou je vznik průběžného podélného spoje (viz Obr. 187 červeně). Z hlediska

problému křížového spoje segmentového těsnění lze tento vliv obejít tím, že je půdorysné zkosení závěrného klenáku nesymetrické kolem středu klenáku. Dalším řešením je použití rovnoběžníkového a lichoběžníkového tvaru segmentů. Ze statického hlediska je ale tento styk stále považován za průběžný.



Obr. 187: Schéma uspořádání „ $x + 1(1/2)$ “ – jeden průběžný spoj

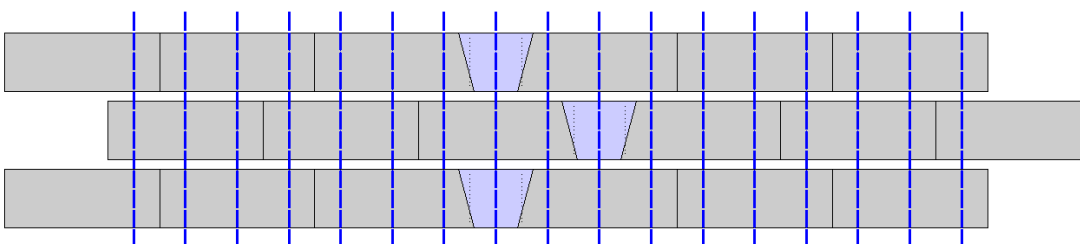
Množství podélných spojů závisí na velikosti středového úhlu mezi klenáky dvou sousedních prstenců (viz Obr. 188).



Obr. 188: Schéma uspořádání „ $x + 1(1/2)$ “ – dva průběžné spoje

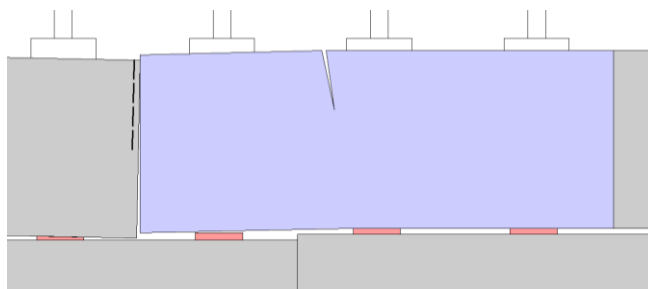
18.5.1.3 Scéma uspořádání „ $x + 1(1/3)$ “

Třetinová délka závěrného klenáku (viz Obr. 189) je velice výhodná z hlediska zajištění neprůběžnosti podélného spoje v jakékoli poloze (mimo polohu prstence totožnou s předchozím u obdélníkových segmentů). Rotace prstence ostění je možná o úhel odpovídající třetině délky běžného segmentu.



Obr. 189: Schéma uspořádání „ $x + 1(1/3)$ “

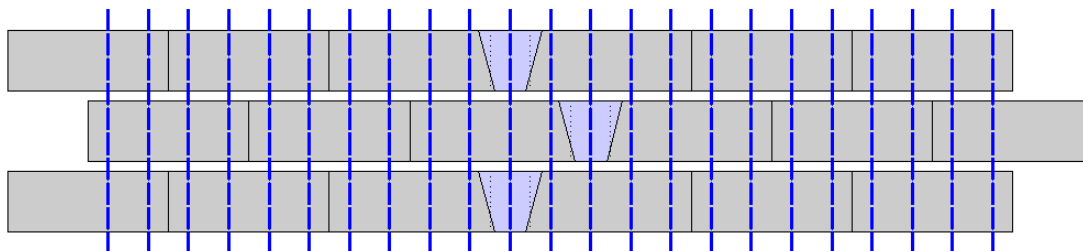
Problém tohoto uspořádání je možný vznik rozsáhlých poruch při nerovnoměrném podepření v příčném spoji způsobený působením více než dvou lisů na segment, kdy je statický systém neurčitý. Názorný příklad vzniku tohoto typu poruch je znázorněn na Obr. 190. Levá část segmentu působí jako „konzola“. Trhliny vznikají při horním povrchu. Je významně ohrožena vodotěsnost ostění.



Obr. 190: Mechanismus porušení v případě použití tří a více tlačných míst na jednom segmentu

18.5.1.4 Schéma uspořádání „ $x + 1(1/4)$ a menší“

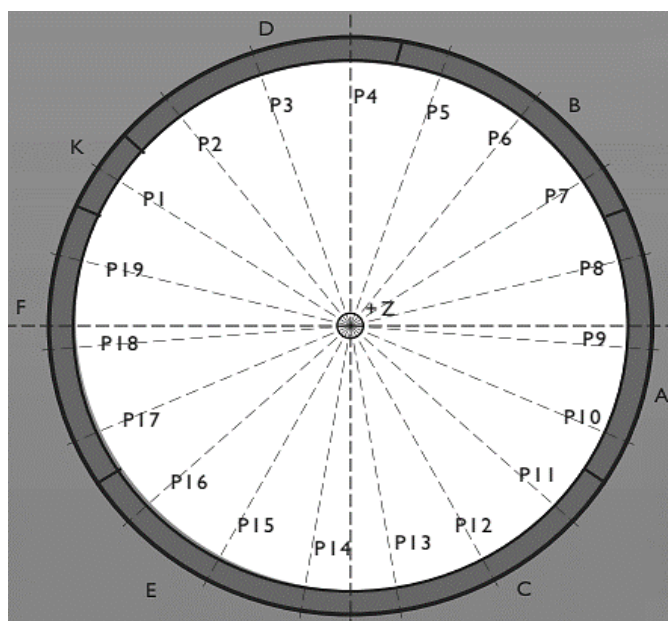
Obecně může být závěrný klenák i menší. V praxi toto řešení není moc časté. Pak je třeba, aby bylo použito šířce klenáku úměrné množství tlačných lisů, protože na klenák musí působit vždy alespoň jeden lis ve všech jeho možných polohách po obvodu prstence. S použitím tohoto uspořádání s malým klenákem a větším počtem tlačných míst je možné rotovat prstenec o menší úhel, plynuleji vést tunelovací stroj v případě zakřivené trasy a lépe rozložit zatížení štítovými lisami po obvodu prstence. Prodlužuje se doba manipulace se štítovými lisami a zvyšuje pracnost montáže. Toto řešení je také neekonomické z důvodu vysokých nákladů na vybavení tunelovacího stroje velkým počtem štítových lisů a nutnost použití vysokého množství spojovacích prvků v příčných spojích.



Obr. 191: Schéma uspořádání „ $x + 1(1/4)$ “

18.5.2 Rotace prstence kolem osy tunelu

V případě nutnosti dodržení neprůběžné podélné spáry, mohou prstence rotovat pouze o určitý úhel. Úhel rotace závisí především na rozložení spojovacích prvků v příčných spojích, pokud jsou použity. Zjednodušeně řešeno prstenec může rotovat vždy o násobek určitého úhlu, ne libovolně. Na Obr. 192 jsou vyobrazeny všechny teoreticky možné natočení prstence v závislosti na poloze klenáku a rozložení spojovacích prvků. Ne všechny jsou ale přípustné, kvůli požadavku na neprůběžnou podélnou spáru (při použití obdélníkových segmentů). Zároveň je zde bráno v úvahu, že z hlediska namáhání je nepřipustné, aby štítové lisy působily přímo na podélný spoj.



Obr. 192: Možná umístění prstence ostění v závislosti na poloze závěrného klenáku (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 199)

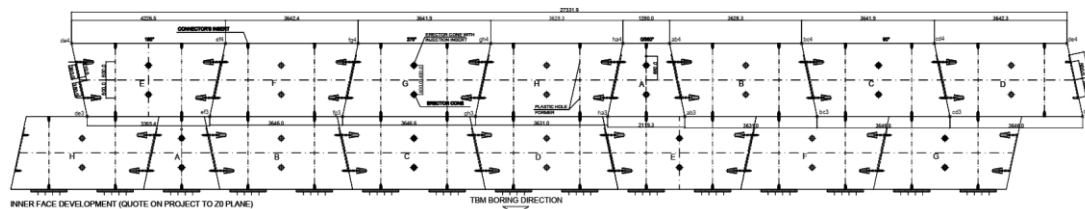
Aby byl v průběhu montáže ostění prstenec vždy správně natočen, je nezbytné vytvořit předem rozvinuté schéma montáže jednotlivých segmentů a polohovou matici pro celou tunelovou stavbu a do ní zohlednit souvislosti s prostorovým vedením tunelové stavby, pokud je použit univerzální prstenec. Příklad polohové matice je ukázán v Tab. 3.

Tab. 3: Polohová matice pro příklad uspořádání obdélníkových segmentů z Obr. 192

Pozice	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	...
P1	ne	ne	ano	ne	ne	ano	ne	...
...

Jedině tímto způsobem lze zabezpečit dodržení správné trajektorie podzemního díla a vyloučit případné nechtěné průběžné podélné spoje v ostění.

Na Obr. 193 je znázorněn rozvinutý podélný řez skladby segmentového ostění tunelu Ejovice (více informací je možno nalézt v kapitole 34.2 *Tunely Ejovice*).



Obr. 193: Skladebné schéma segmentů tunelu Ejovice (Metrostav ©2019)

V Tab. 4 je vidět příklad polohové matice ostění tohoto tunelu. Díky uspořádání „7 + 1(1/2)“ a kosodélníkovému tvaru segmentů bylo možné například kombinovat jednu a tutéž polohu klenáku. Vysvětlivka k jednotlivým symbolům: A = povolené poloha; B = dva podélné spoje v prstenci průběžné – povolená poloha, ale snažit se vyhnout; NR = tři a více podélných spojů průběžných – zakázáno.

Tab. 4: Příklad polohové matice z tunelu Ejovice (Allowable adjacent ring rotations – možné vzájemné pootočení sousedních prstenců, Key position – pozice závěrného klenáku) (Metrostav ©2019)

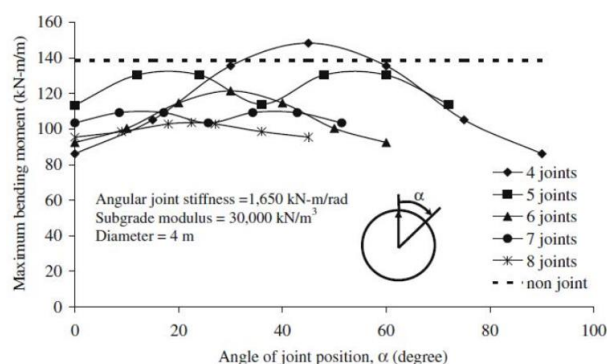
ALLOWABLE ADJACENT RING ROTATIONS															
KEY POSITION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR	B	B	A	A	A
2	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR	B	B	A	A
3	A	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR	B	B	A
4	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR	B	B
5	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR	B
6	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR	NR
7	NR	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	NR	NR

18.5.3 Pozice a počet spojů po obvodu prstence ze statického hlediska

Rozložení podélných spojů mezi jednotlivými segmenty po obvodu prstence ostění se při neprůběžné podélné spáře neustále mění a hraje velký vliv na velikost stanovených vnitřních sil. Obecně nejde říci, že je vždy pro statický výpočet nejnepříznivější uspořádání s klenákem ve vrcholu klenby. Na začátku každého posouzení by měly být provedeny zjednodušené výpočty ke stanovení kritického geometrického uspořádání prstence ostění ze všech možných rotací prstence dle návrhové polohové matice.

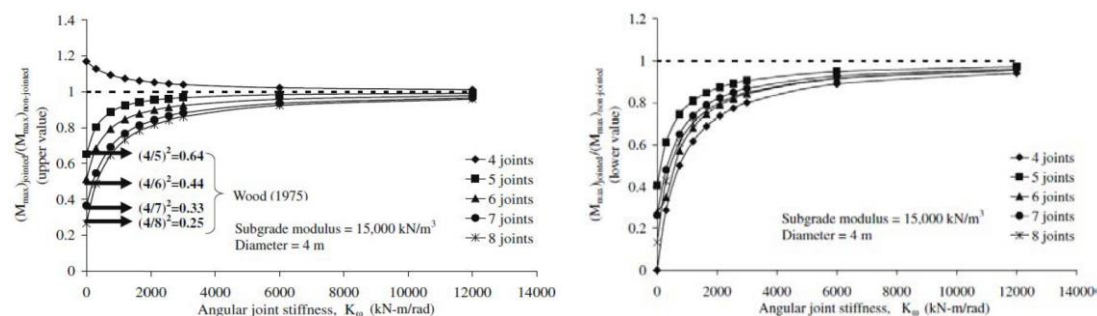
Při návrhu tunelu Orlovski v St. Petersburgu o průměru 18,65 m byla dle Gruebl (2012) provedena studie závislosti počtu segmentů, vnitřních sil a deformací. Výsledkem je, že skladba „9 + 1“ má o 20 % větší ohybové namáhání než skladba „12 + 1“ ale o 10 % menší deformace a o 20 % menší rotaci v podélných spojkách. Tloušťka segmentu byla stanovena na 70 cm. Hmotnost jednoho prstence byla 215 tun. Nakonec vyhrál větší počet prvků z důvodu vysoké hmotnosti segmentu při použití skladby „9 + 1“ a omezeným možnostem dopravy.

Na Obr. 194 jsou vidět výsledky z 2D FEM výpočtů, které provedl Teachavorasinskun a Chub-Uppakarn (2010). Velikost maximálního ohybového momentu je závislá na počtu segmentů v prstenci ostění, ale také na poloze podélných spojů po obvodu prstence ostění. Dále je patrné, že nejmenšího ohybového namáhání je obvykle dosaženo, jestliže je spoj umístěn ve vrcholu klenby, proto je při statickém výpočtu nutno uvažovat s určitým natočeným uspořádáním segmentů v prstenci.



Obr. 194: Závislost maximálního ohybového momentu (Maximum bending moment) na počtu segmentů a rozložení spojů po obvodu prstence segmentového ostění (Angle of joint position – pozice podélného spoje po obvodu ostění, Diameter – průměr, Subgrade modulus – koeficient ložnosti, Angular joint stiffness – tuhost podélného spoje, Joint - spoj) (Do, 2014, s 19)

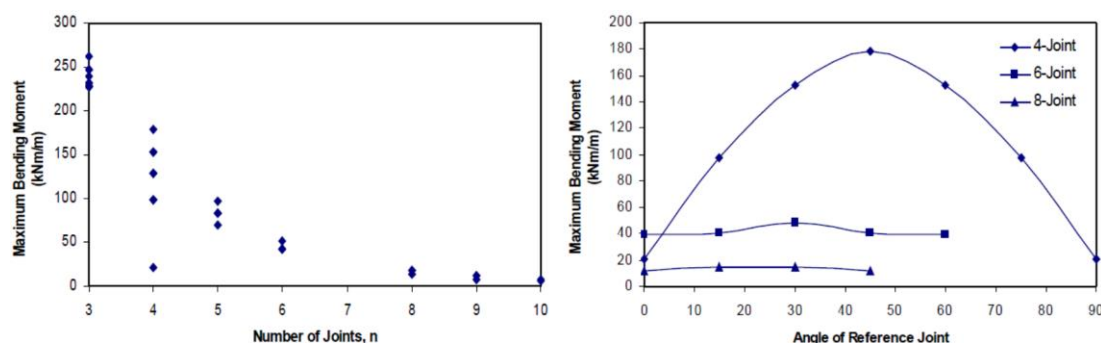
Obr. 195 ukazuje, jak se mění velikost maximálního ohybového momentu v závislosti na počtu spojů v jednom prstenci segmentového ostění a zvolené rotační tuhosti spoje. Na svislé ose je vykreslen poměr maximálního/minimálního ohybového momentu ku ohybovému momentu na souvislém ostění. Při vysokých hodnotách rotační tuhosti se výsledky přibližují spojitému prstenci ostění. Pro běžné hodnoty ale dosahuje redukovaný ohybový moment daleko nižších hodnot. Uvažováno bylo vždy nejneprůzračnější uspořádání podélných spojů po obvodu prstence ostění.



Obr. 195: Porovnání maximálních (vlevo) a minimálních (vpravo) ohybových momentů v závislosti na počtu spojů a tuhosti podélného spoje (Upper value – horní hodnota, Lower value – dolní hodnota, Diameter – průměr, Subgrade modulus – koeficient ložnosti, Angular joint stiffness – tuhost podélného spoje, Joint – spoj) (Do, 2014, s 19)

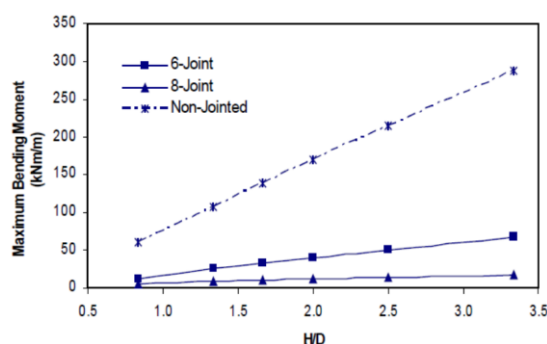
Zajímavé je porovnání obdobné studie (FEM výpočet, průměr tunelu 6,0 m, ve spojkách netuhé klouby) dle Hefny a kol. (2006), kde je opět názorně vidět, jak zvětšující se počet segmentů v prstenci a zároveň poloha spoje ovlivňuje jeho maximální ohybové namáhání (viz Obr. 196 vlevo). Platí, že čím více segmentů, tím menší ohybový moment. Největší vliv má

poloha spoje při malém počtu segmentů v prstenci. Čím je tedy spojů více, tím má jejich orientace na ohybové namáhání menší vliv (viz Obr. 196 vpravo).



Obr. 196: Vlevo závislost maximálního ohybového momentu na počtu segmentů v prstenci; vpravo závislost maximálního ohybového momentu na poloze podélného spoje (Maximum bending moment – maximální ohybový moment, Number of joints – počet podélných spojů v prstenci, Angle of reference joint – poloha referenčního podélného spoje, Joint – spoj) (Do, 2014, s. 20)

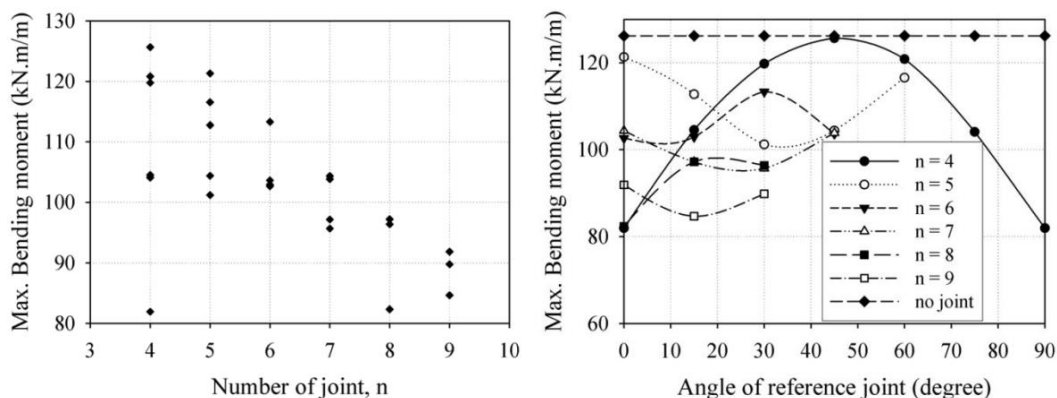
Dále je dle obdobné studie patrné (viz Obr. 197), že s narůstající hloubkou podzemního díla H/D větší počet segmentů působí příznivěji na snižování ohybového namáhání prstence ostění.



Obr. 197: Závislost maximálního ohybového momentu a hloubky podzemního díla při určitém počtu segmentů v prstenci ostění (Maximum bending moment – maximální ohybový moment, Joint – spoj, Non-jointed – ostění bez vlivu podélných spojů) (Do, 2014, s. 21)

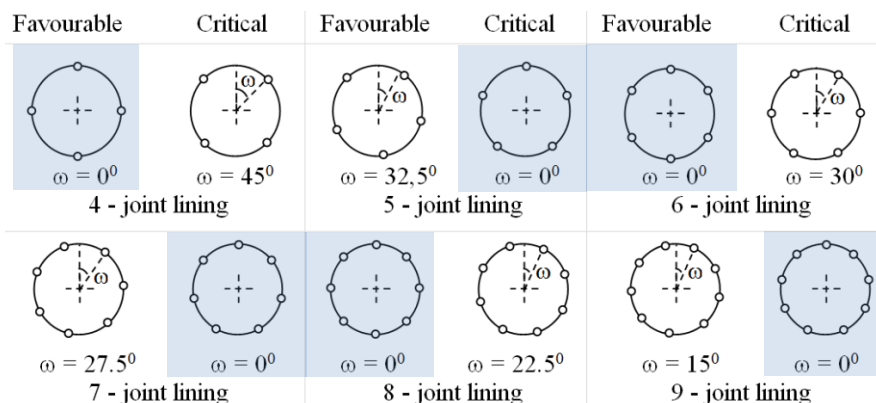
Do (2014) provedl obdobnou studii na segmentovém ostění železničních tunelů ražených v pískách a jílech v italské Boloni. Vnější průměr ostění 9,1 m, výška nadloží cca 25 m, tloušťka ostění 0,4 m. Ve 2D výpočetním modelu bylo ostění tvořeno lineárními prutovými prvky, okolní horninové prostředí modelováno pomocí Mohr-Coulombovy podmínky plasticity a rotační chování podélných spojů bylo do výpočtu zavedeno jako bilineární (viz 22.4.1 Modelování spoje rotační pružinou). Od předchozích studií navíc tato práce doplňuje vliv poměru svislé a horizontální napjatosti prostřednictvím součinitele bočního tlaku v klidu K_0 . Prostorový vliv ražeb ve výpočtech simulován nebyl.

Na Obr. 198 jsou vidět pro $K_0 = 0,5$ obdobné průběhy jako výše potvrzující fakt, že s rostoucím počtem segmentů v prstenci klesá maximální ohybový moment, který je ale závislý na rozložení spojů po obvodu prstence ostění. Zajímavé je také poznání, že kupříkladu prstenec s celkovými čtyřmi spoji a jedním ve vrcholu klenby generuje daleko menší ohybové namáhání než například ostění se spoji osmi. To dokazuje, že pouhá orientace spojů v prstenci ostění má na ohybové namáhání také značný vliv. Vysvětlení je možné najít v průběhu ohybových momentů na souvislém ostění. Jestliže je spoj umístěn do místa, kde se ohybový moment blíží nule, nemá na rozložení vnitřních sil téměř žádný účinek. Pokud ale naopak vyjde do místa s maximálním momentem, je jeho vliv značný.



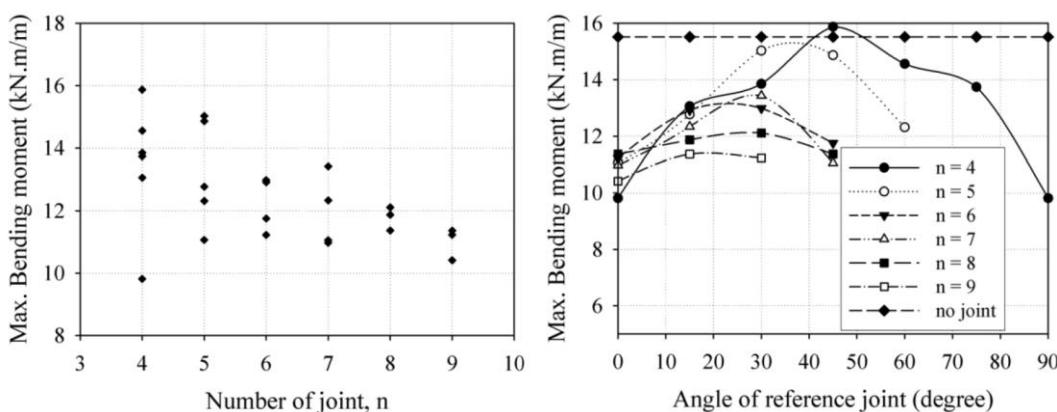
Obr. 198: Grafy závislosti maximálního ohybového momentu (Max. bending moment) na počtu segmentů (Number of joint) (vlevo) a poloze referenčního podélného spoje (Angle of reference joint) pro koeficient bočního tlaku v klidu = 0,5 (No joint – beze spoje) (Do, 2014, s. 79)

Obr. 199 ukazuje příznivé a nepříznivé rozložení spojů pro rozdílný počet segmentů v prstenci ostění při součiniteli bočního tlaku 0,5; 1,5; 2,0. Zajímavé je, že pokud je počet segmentů sudý (4, 6, 8) je příznivá poloha vždy se spojem ve vrcholu klenby. Pro lichý počet segmentů je tomu ale naopak.

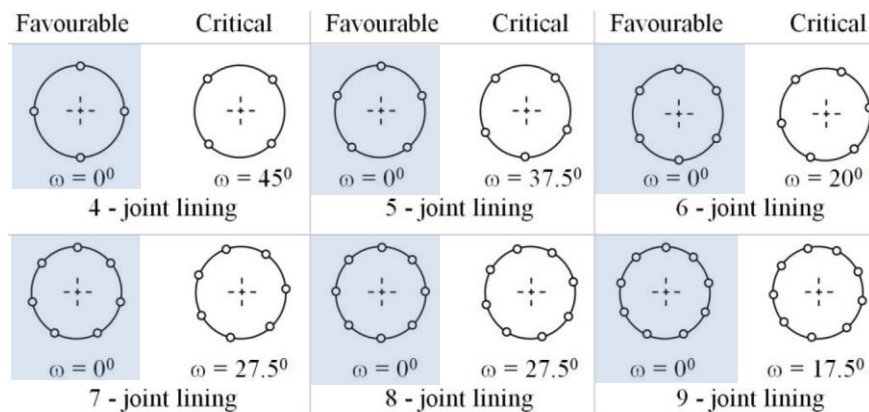


Obr. 199: Znázornění příznivého a nepříznivého uspořádání spojů po obvodu prstence ostění pro koeficienty bočního tlaku v klidu = 0,5; 1,5; 2,0 (Favourable – příznivý, Critical – nepříznivý, X joint lining – prstenec ostění s X podélnými spoji) (Do, 2014, s. 80)

Pro koeficient bočního tlaku 1,0 je situace odlišná. Základní trendy jako snížení ohybového momentu při větším počtu segmentů samozřejmě platí i zde. Rozdíly lze ale najít v uspořádání spojů po obvodu prstence. Příznivá je pro ostění z hlediska rozložení ohybového namáhání vždy poloha se spojem ve vrcholu klenby.



Obr. 200: Grafy závislosti maximálního ohybového momentu (Max. bending moment) na počtu segmentů (Number of joint) (vlevo) a poloze referenčního podélného spoje (Angle of reference joint) pro koeficient bočního tlaku v klidu = 1,0 (Do, 2014, s. 81)



Obr. 201: Znázornění příznivého a nepříznivého uspořádání spojů po obvodu prstence ostění pro koeficienty bočního tlaku v klidu = 1,0 (Favourable – příznivý, Critical – nepříznivý, X joint lining – prstenec ostění s X podélnými spoji) (Do, 2014, s. 81)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 196-200); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 59, s. 64-65); (Wittke, a kol., 2007, s. 42-44); (Blom, 2002a, s. 82-83); (Gruebl, 2012, s. 7), (Vítek, a kol., 2012); (Do, 2014, s 18-21; 79-81); (A.F.T.E.S., 1999, s. 5).

19 Základní návrhová kritéria a statické ověření

Ve chvíli, kdy je navržena výchozí geometrie ostění podle postupů a zásad uvedených v předchozí kapitole *13 Základní geometrický návrh ostění*, je nezbytné tyto úvodní předpoklady o dimenzi ostění ověřit statickým výpočtem, specifikovat všechny charakteristiky použitých materiálů a prvků a v neposlední řadě určit rychlost výroby a postup montáže. To vše s cílem vyrobit vysoce kvalitní tunelové ostění, které zajistí stabilitu a provozuschopnost podzemního díla nejméně po dobu 100 let s co nejnižšími náklady na následnou údržbu a opravy.

Statické výpočty klasického jednoplášťového vodotěsného prefabrikovaného ostění jsou rozděleny do dvou skupin, které mohou být posuzovány odděleně, protože obvykle nepůsobí ve stejném okamžiku:

- Posouzení dočasných zatížení působících na jednotlivé segmenty během výrobní a montážní fáze (například zatížení při skladování, transportu a instalaci segmentů, dále zatížení štítovými lisami, injektážními tlaky, náraz, kolize apod.). Viz kapitola *20 Stanovení hodnot a rozložení dočasných zatížení*.
- Posouzení trvalých účinků zatížení na segmentové ostění (především horninového a vodního tlaku, smršťování a teplotních zatížení atd.). Viz kapitola *21 Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení*.

Podstatné je, aby nebyla montážní fáze podceněna a projektant ji do výpočtů správným způsobem zohlednil. Často nastane případ, kdy jsou dočasná namáhání kritická a zásadně ovlivňují finální návrh ostění. Pak se ale návrh zdá být neekonomický vzhledem k uvážení doby trvání těchto vlivů v porovnání s celkovou životností díla. Z tohoto důvodu by mělo dojít ke komunikaci a spolupráci mezi projektantem segmentového ostění, výrobcem ostění a konstruktérem tunelovacího stroje. Výsledkem je optimalizace výroby a návrhu ostění se všemi konstrukčními detaily a stanoveným postupem sestavení ostění s uvážením veškerých přípustných tolerancí. Základem je, aby návrh tunelovacího stroje nebyl oddělený od návrhu ostění, stejně tak návrh ostění nesmí být oddělený od návrhu tunelovacího stroje.

Jestliže se podzemní stavba nachází v seismické oblasti, kde hrozí vysoké riziko zemetřesení či jiných otřesů, je nutné ostění podrobit dynamické analýze těchto dalších zatěžovacích vlivů.

19.1 Úvod ke statickému posuzování

Navrhování podzemních staveb má své specifické postavení. Některé postupy sdílí s ostatními obory statiky, jiné má naopak značně odlišné. Na jedné straně horninový masiv působí na ostění jako neznámé zatížení, které bývá stanoveno na základě statistického šetření s hranicemi určenými na základě inženýrského citu statika. Současně ale působí horninová klenba jako hlavní nosný prvek podzemní stavby a podílí se na podepření tunelového ostění. Určení schopnosti horniny vzdorovat zatížení je stejně nejisté jako určení zatížení, kterým působí na ostění. Proto také obecně neexistuje žádný univerzální postup ani metoda pro návrh segmentového ostění.

Deformace horninového masivu jsou v případě klasického mechanizovaného tunelování sníženy na minimum. Hranice výrubu bývá určitým způsobem aktivně podporována. Nedochozí k rozsáhlé redistribuci napjatosti, jako je tomu například u konvenčních tunelovacích metod. Horninový masiv je téměř ihned po průchodu tunelovacího stroje podepřen tuhým únosným prefabrikovaným ostěním. Po vyplnění prostoru za ostěním již nejsou předpokládány žádné větší deformace.

Základní rozdíl oproti ostatním odvětvím statiky je v nejistotě vstupních parametrů obklopujícího nehomogenního horninového masivu. I sebelepší inženýrskogeologický průzkum (IGP) není schopen bezpečně poskytnout všechna data potřebná pro absolutně bezchybný výpočet a zajistit jejich platnost po celé délce podzemního díla. Informace poskytu

běžně pouze lokálně. Proto musí být zavedeny konkrétní předpoklady a provedena určitá zjednodušení. Podstatné je vždy rozlišení vlastností jednoho vzorku horniny a rysů celého obklopujícího horninového masivu. Stejně jako u konvenčního tunelování je výhodné sestavit geologický podélný profil se znázorněným geologickým rozhraním jednotlivých horninových celků a určit úseky, kde bude ražba probíhat v podobném režimu.

V případě mechanizovaného tunelování s použitím jednoplášťového ostění je provedení podrobného průzkumu zcela zásadní. Nemluvě o potřebě vypovídajícího IGP i pro správný návrh tunelovacího stroje. V průběhu ražeb je již téměř nemožné měnit tloušťku nebo rozložení jednotlivých segmentů v prstenci ostění. Proto by měly být již na počátku stavebního záměru stanoveny přibližné hodnoty sledovaných veličin, mělo by proběhnout ohodnocení rozhodujících vstupních vlivů, analýza rizik a stanovení patřičných závěrů z hlediska použití konkrétního typu a uspořádání segmentového ostění.

Po dokončení geologické rešerše horninového masivu následuje tvorba výpočetního modelu, výběr vhodné výpočetní metody, volba bezpečnostních faktorů a samotný výpočet namáhání. Po dokončení výpočtů je třeba provést korektní interpretaci získaných výsledků a dimenzování konstrukčních prvků.

Důležité je podotknout, že vliv všech vstupních nejistot je ve výpočtu a posouzení obvykle kompenzován zavedením velkého množství různých bezpečnostních součinitelů aplikovaných jak na zatížení či účinky zatížení, tak i na použité konstrukční materiály. To zaručuje bezpečnost a spolehlivost návrhu konstrukce. Při použití tohoto postupu je možné, že tunelové ostění bude v reálných podmínkách vysoce předimenzované. Jen další vývoj, poznání a výzkum v oblasti tunelování může přispět k zpřesnění některých vstupních údajů a veličin, k minimalizování nutných bezpečnostních součinitelů a tím i k docílení bezpečné a ekonomické konstrukce. Další alternativou k přesnějšímu stanovení spolehlivosti konstrukce (či pravděpodobnosti poruchy) je použít ke stanovení výpočtových parametrů náhodných vstupních veličin pravděpodobnostní přístup výpočtu založený například na metodě LHS (Latin hypercube sampling).

Stále se zlepšující, téměř již realistické, konstitutivní modely chování hornin a zemin spolu s vyspělými výpočetními algoritmy umožňují provádět komplexní analýzu odezvy horninového masivu na probíhající způsob ražby a z toho vyplývající zatížení použitých konstrukčních prvků ve 2D i ve 3D. Důležité je si uvědomit, že se stále pracuje v neznámém přírodním prostředí a takovým způsobem je nutné ke statickému výpočtu vždy přistupovat. Nejistota v geologické stavbě horninového masivu, která vstupuje do výpočtů, se často setkává s nečekanými podmínkami na staveništi během výstavby. Z tohoto důvodu by měl být na stavbě vždy přítomný zkušený personál, který si s nečekanými událostmi zvládne nějakým způsobem poradit.

Segmentové ostění užívané nejčastěji při mechanizovaném tunelování má oproti klasickému monolitickému ostění svá specifika, která je nutno při statickém výpočtu vzít v úvahu a správně je zohlednit. Jedině tak lze provést správnou simulaci chování ostění, ověření stability, návrh potřebné tloušťky segmentů a případně staticky nutného vyztužení.

Základní rozdíly jsou následující:

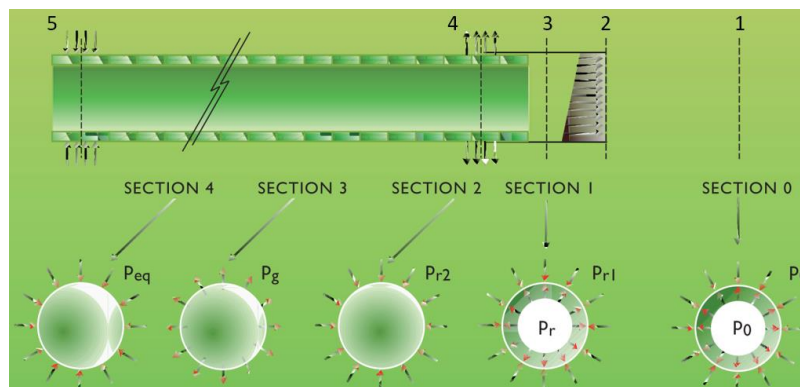
- Prstenec je sestaven z jednotlivých prefabrikovaných segmentů, které jsou při zabudování do konstrukce již plně únosné.
- Segmenty spolu nejsou (kromě spojovacích prvků) vzájemně žádným způsobem mechanicky provázány.
- Prstenec ostění je sestaven pod ochranou pláště štítu. Rovnoměrné spolupůsobení s obklopujícím horninovým je zajištěno až prostřednictvím vytvrdnuté výplňové injektáže.

- Podélné a příčné spoje mezi jednotlivými segmenty mají omezenou rotační a smykovou kapacitu. V případě překročení hrozí nebezpečí poškození.

Při běžných podmínkách má ostění díky své vlastní tíze tendenci opřít se o dno výrubu a v koruně vytvořit větší mezeru. To způsobuje excentricitu síly štítových lisů, která by měla být v návrhu ostění uvážena. Opačný případ může nastat, pokud se tuneluje ve stabilním masivu, který je ale zvodnělý. Tunelová trouba má v tomto případě snahu plavat a excentricita působí opačně. Pozornost musí být také věnována přípojným vozíkům vybavení tunelovacího stroje, které mohou způsobit po pojezdu poškození příčných spár mezi jednotlivými segmenty.

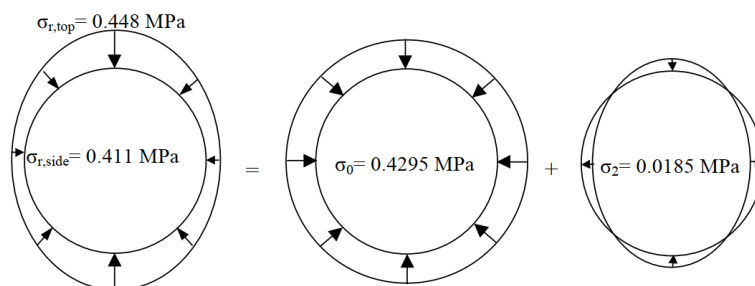
Tunelové ostění se v případě ražeb za pomoci klasických štítů nachází v několika základních stavech, které jsou graficky znázorněny na Obr. 202. Můžeme rozeznat základních pět napjatostních stavů v horninovém masivu během procesu výstavby tunelu.

1. Section 0 = Stav primární napjatosti. Horninový masiv dosud není ovlivněn ražbou. V místě budoucího výrubu působí primární napjatost P_0 .
2. Section 1 = V těžební komoře komunikuje podpůrný tlak vyvíjený na čelbu s boky výrubu. Původní hodnota tlaku P_0 je upravena na hodnotu P_{r1} (podpůrný tlak na čelbu).
3. Section 2 = Hodnota vnějšího tlaku dále klesá, konvergence narůstají a ustálí se až ve chvíli, kdy začne výrub podporovat tělo štítu velikost P_{r2} .
4. Section 3 = V této fázi je horninový masiv i sestavené ostění zatěžováno tlakem injektáží P_g prováděných z důvodu dokonalého vyplnění prostoru mezi tunelovým ostěním a horninovým masivem.
5. Section 4 = Definitivní stav, kdy výplňová injektáž zatuhla a došlo ustálení tlaku na ostění o hodnotě P_{eq} .



Obr. 202.: Zatížení horninového masivu v průběhu tunelování (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 210-211)

Výsledné zatížení tunelového ostění v jednotlivých fázích obvykle není rovnoměrné a závisí na spoustě okrajových podmínek souvisejících s parametry obklopujícího horninového masivu i samotného ostění. Obecně ho lze pro názornou představu rozdělit na rovnoměrnou a ovalizační složku (tzv. ovalisation load) viz například obr. Obr. 203.



Obr. 203: Příklad rozložení nerovnoměrného zatížení působícího na tunelové ostění na složku rovnoměrnou a ovalizační (Blom, 2002b, s. 7)

19.2 Výčet zatížení působících na segmentové ostění

Navrhování segmentového ostění se řídí evropskými harmonizovanými normami ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992, ČSN EN 1997 a specifickými národními přílohami k těmto základním normám.

19.2.1 Stálá zatížení (G)

Následuje výčet možných stálých zatížení působících na segmentové ostění v průběhu jeho životnosti:

- Vlastní tíha segmentového ostění se všemi jeho komponenty
- Zatížení pevného trvalého tunelového vybavení
- Zatížení horninovým tlakem (případně bobtnacími tlaky hornin) včetně působení horninových klínů s ohledem na anizotropii a nehomogenitu horninového masivu, rozložení diskontinuit, dlouhodobé vlastnosti masivu apod.
- Zatížení tlakem vody (dle výšky hladiny podzemní vody) včetně účinku možného vzduť hladiny u podzemních staveb v blízkosti vodních toků a vodních ploch, vliv napjaté (artézácké) hladiny podzemní vody
- Stálá zatížení působící na povrchu terénu mající vliv na namáhání ostění
- Zatížení vlivem budoucí následné výstavby na povrchu (jestliže je již známo)
- Zatížení způsobené sousedními podzemními díly
- Dodatečné namáhání ostění vlivem příčných rozrážek
- Zatížení vyvolané krasovými jevy
- Reakce od smrštění a dotvarování betonu (částečně mohou být zanedbány, protože je segment, jako prefabrikát, před instalací vždy řádně ošetřován)
- Zatížení předpětím (pokud je ostění předpjaté)

19.2.2 Proměnná zatížení (Q)

Proměnná zatížení mohou být rozdělena do dvou skupin podle toho, jak dlouho na ostění působí – pravidelně a zřídka se vyskytující.

Pravidelná proměnná zatížení:

- Základní zatížení od dopravy uvnitř tunelu a od dopravy nad podzemní stavbou (obvykle zanedbatelný vliv, v případě tuhého spojení mezilehlé pojižděné desky u více-patrových tunelů je třeba účinek dopravy posoudit)
- Zatížení tlakem převáděné kapaliny (například u tlakových podzemních vodovodních přívaděčů, maximální tlak vody uvnitř tunelu a režim jeho kolísání)
- Namáhání ostění teplotními změnami (rovnoměrné a nerovnoměrné teplotní změny – teplotní gradient)
- Aerodynamické tlaky a sání způsobené dopravou (mohou být pro návrh vyztuženého ostění zanedbány, uvažovány ale musí být pro posudek tunelového vybavení)

Méně často se vyskytující proměnná zatížení:

- Zatížení staveništní dopravou, závěsem (přípojnými vozíky tunelovacího stroje), lešením apod. během výstavby
- Zatížení segmentů ostění během výroby, transportu a ukládání
- Zatížení na povrchu terénu od staveništní dopravy mimo stávající komunikace
- Tlak injektážní směsi během výplně volného prostoru za ostěním (včetně lokální koncentrace v místě za injektážními otvory)
- Namáhání silami štitových lisů během běžného pracovního cyklu (včetně kroucení a možných excentricit působení)
- Zatížení od stlačeného vzduchu v případě APB, pokud působí nepříznivě

19.2.3 Mimořádná zatížení (A)

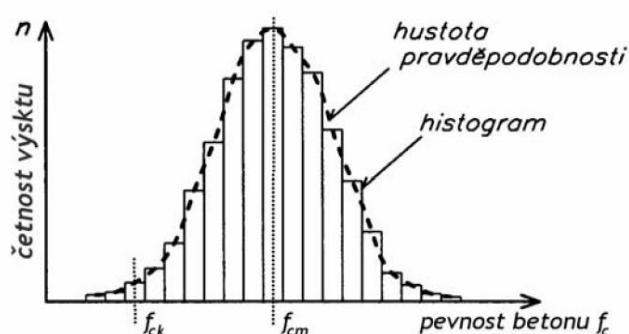
Následuje výčet možných mimořádných zatížení působících na segmentové ostění:

- Zatížení teplotami během požáru v tunelu
- Zatížení vyvolaná zemětřesením
- Namáhání ostění vlivem exploze uvnitř tunelu
- Zatížení od dopravní nehody
- Mimořádná zatížení vyvolaná tunelovým vybavením (např. zatížení při poruše trolejšového vedení u železničních tunelů)
- Zatížení v případě zaplavení tunelu

19.3 Stručný úvod do metody dílčích součinitelů

Tak jako nelze přesně (jedním konkrétním číslem) stanovit hodnotu libovolného zatížení, tak je nemožné určit jedním číslem materiálové charakteristiky daného prvku – například tlaková pevnost betonu (viz Obr. 204). Obě tyto veličiny jsou náhodné, proměnné a objevují se s určitou mírou pravděpodobnosti.

Pokud je podrobeno testování velké množství vzorků, vyráběných ve stejný den, ze stejné receptury, tak není nikdy dosaženo přesně stejných tlakových pevností vlivem například rozdílné orientace zrn v kompozitu betonu, určitých změn v geometrii vzorků, času uložení do formy apod. Jestliže jsou všechny výsledky seřazeny podle velikosti, lze sestavit histogram četnosti případně s pomocí matematické statistiky jím proložit určité rozdělení pravděpodobnosti (například Gaussovo). Charakteristická pevnost betonu v tlaku se pak určí jako dolní 5% kvantil. To znamená, že pouze 5 % ze všech vzorků vykazovalo pevnost nižší.



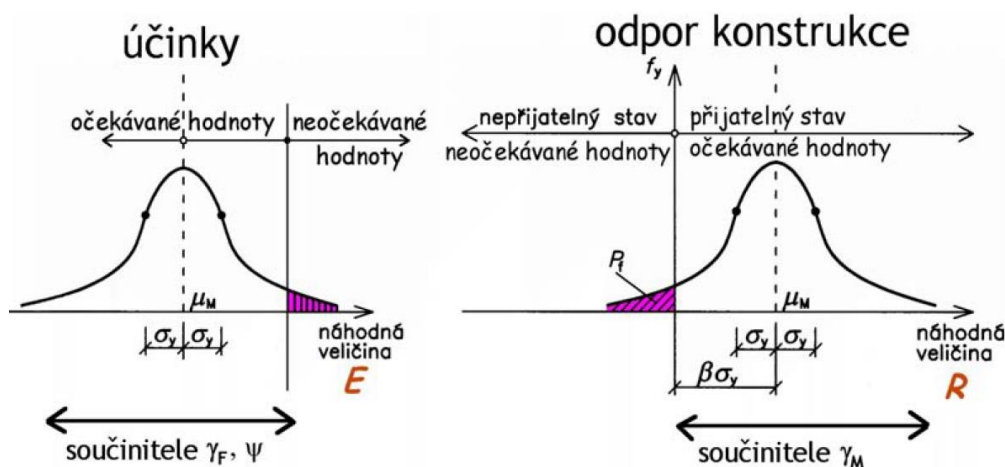
Obr. 204: Vlevo obrázek z tlakové zkoušky betonu; vpravo distribuční křivka tlakové pevnosti betonu (<https://imaterialy.dumabyt.cz/obrazek/58e21f3b14d34/uhpc-n1.jpg>), (Terzijski, 2005, s. 37)

Metoda dílčích součinitelů (zakotvená v Eurokódech) je navržena na pravděpodobnostním přístupu. Nejvyšší účinky zatížení působící na konstrukci (prvek) nesmí překročit nejmenší možný odpor (únosnost, stabilitu, průhyb atd.) konstrukce (prvku) s jistotou spolehlivosti (bezpečnosti).

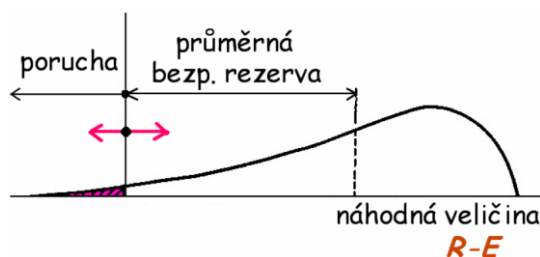
Základní představu podává Obr. 205. Do posudku spolehlivosti konstrukce vstupuje určitý horní kvantil účinky zatížení (charakteristická hodnota zatížení je navíc ještě zvyšována dílčími součiniteli na hodnotu návrhovou) naproti tomu pro odolnost konstrukce je použit určitý dolní kvantil (charakteristická hodnota pevnosti materiálu je navíc snižována dílčími koeficienty materiálu). Tím je zaručena dostatečná bezpečnost (spolehlivost) konstrukce.

Rozdíl mezi odporem konstrukce a účinky zatížení se nazývá „bezpečnostní rezerva“ (viz Obr. 206), což je opět náhodná veličina. Obecně je možné, aby nastal případ poruchy (viz v místě, kde jsou účinky zatížení větší než odolnost konstrukce, tedy tam, kde je bezpečnostní rezerva záporná). Při stanovení těchto hranic pravděpodobnosti poruchy je důležité brát

v úvahu také ekonomické hledisko. Příliš nízká pravděpodobnost poruchy by vedla k nesmyslně předimenzovaným konstrukcím. Pravděpodobnost poruchy pro MSÚ se uvažuje 10^{-5} a pro MSP 10^{-2} .



Obr. 205: Znárodnění rozložení náhodných veličin účinku zatížení a odporu konstrukce (Terzijski, 2005, s. 12)



Obr. 206: Rozdělení pravděpodobnosti bezpečnostní rezervy (Terzijski, 2005, s. 12)

Stejně jako jiné konstrukční prvky je i segmentové ostění prověřováno z hlediska dvou základních mezních stavů. Tento přístup je opět zakotven v Eurokódu. Mezní stav je stav konstrukce, kdy je u některého z parametrů konstrukce (prvku) právě dosaženo určité mezní (limitní) hodnoty. Rozlišujeme základní dvě skupiny mezních stavů – mezní stavy porušení (únosnosti) MSÚ a mezní stavy použitelnosti MSP.

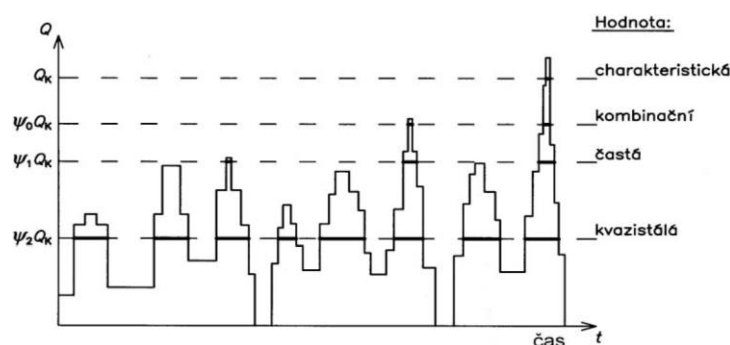
19.4 Stanovení hodnoty zatížení

V případě stálých zatížení se jeho charakteristická hodnota stanoví následovně. Pokud je variabilita veličiny malá, uvažuje se často jednou hodnotou G_k (obvykle průměr z rozdělení pravděpodobnosti). Pokud nelze proměnnost veličiny zanedbat, je nutné stanovit dvě hodnoty horní kvantil $G_{k,sup}$ a dolní kvantil $G_{k,inf}$.

Obecně se hodnota proměnného zatížení v průběhu času značně mění. Charakteristická hodnota proměnného zatížení je obvykle určena na základě horní hodnoty, která s určitou pravděpodobností nebude překročena, nebo na základě dolní hodnoty, které nebude s určitou pravděpodobností dosaženo, nebo na základě nominální hodnoty.

Po určitou dobu dosahuje proměnné zatížení své charakteristické Q_k , kombinační $\psi_0 Q_k$, časté $\psi_1 Q_k$, nebo kvazistálé $\psi_2 Q_k$ hodnoty (viz Obr. 207). Tyto hodnoty se použijí do patřičných kombinací zatížení.

Na konstrukci obvykle působí větší množství proměnných zatížení. Z hlediska pravděpodobnosti není obvyklé, aby v jeden okamžik působila současně maxima všech proměnných zatížení. Z tohoto důvodu dochází k jejich kombinování prostřednictvím kombinačních součinitelů $\psi_{0,1,2}$.



Obr. 207: Stanovené hodnot proměnných zatížení (Terzijski, 2005, s. 18)

19.5 Stanovení odolnosti materiálu (prvku)

Z hlediska návrhové odolnosti prvku se pro jednotlivé použité materiály (beton, výztuž apod.) používají dílčí součinitele spolehlivosti materiálu vyjadřující určitý rozptyl v materiálových parametrech použitých konstrukčních prvků. Obecně se odolnost (pro představu například tlaková pevnost betonu) stanoví dle následujícího vzorce (viz Rov. 2):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

Rov. 2

kde:

- R_k je charakteristická odolnost prvku (materiálu)
- γ_m je dílčí součinitel spolehlivosti (obvykle ocel 1,15; beton 1,5 – lze snížit díky procesu prefabrikace ostění a důsledné kontrole kvality výroby)

19.6 Ověření únosnosti a použitelnosti segmentového ostění

Základními mezními stavy únosnosti jsou globální ztráta stability ostění, lokální ztráta stability (boulení, vzpěr), porucha jednotlivých prvků (vyčerpání únosnosti, poškození detailů ostění) apod. Eurokód zavádí pro ověření mezního stavu únosnosti (MSÚ) tři Návrhové přístupy – NP (DA – anglicky design approach), jejichž aplikaci může upravit Národní příloha (v ČR není stanoveno, který návrhový přístup se má použít pro jaký typ konstrukce; další zemí je už pouze Irsko). Ověření MSÚ segmentového ostění musí být prověřeno pro tyto mezní stavy: UPL, STR, GEO. Dle DIN 1054 se doporučuje pro segmentové ostění používat druhý návrhový přístup (GEO-2) i v případě, kdy by byl tunel realizován v území se zvýšeným rizikem ztráty stability svahu. Pro ověření mezních stavů STR a GEO-2 jsou k určení účinků dopravy a teploty použita ustanovení z ČSN EN 1990. Únosnost použitých materiálů a dílčí koeficienty bezpečnosti materiálu jsou detailně popsány v ČSN EN 1992-1-1. Stejně jako u jiných konstrukčních prvků se pro mezní stavy STR a GEO sestavují trvalé, dočasné a mimořádné návrhové situace.

19.6.1 Ověření mezního stavu EQU (equilibrium) (MSÚ)

V případě segmentového ostění se pravděpodobně využije z této skupiny mezních stavů mezního stavu UPL (uplift), tedy ztráty rovnováhy důsledkem vztlačení podzemní vody. Konstrukce je uvažována jako tuhé těleso. Základní rovnice pro ověření stavu UPL je Rov. 3:

$$E_{dstb,d} \leq E_{stb,d} + T_d$$

Rov. 3

kde:

- $E_{dstb,d}$ je destabilizační návrhový účinek zatížení
- $E_{stb,d}$ je stabilizační návrhový účinek zatížení
- T_d je tření

Základním předpokladem je, aby destabilizační síly působící vzhůru (kam patří především vztlak podzemní vody a svislá reakce na spodní klenbu ostění od horninového masivu a další vlivy působící vzhůru) byly menší nebo rovny stabilizačním silám (tíha segmentového ostění, svislé tlaky na horní klenbu ostění a další vlivy působící dolů) spolu se třením (na bočních stranách ostění). Prověření vztlaku by mělo být provedeno pro fázi výstavby a při nejvyšší zastižené hladině podzemní vody v průběhu používání díla. Pozornost by měla být věnována i mimořádným návrhovým situacím.

19.6.2 Ověření mezních stavů STR a GEO (MSÚ)

Mezní stav STR sleduje vnitřní porušení prvku a jeho deformace. Druhý mezní stav GEO je zaměřený na horninový masiv a interakci okolního prostředí se segmentovým ostěním. Dalším skupinou mezních stavů jsou mezní stavy FAT (fatigue) sledující únavovou poruchu konstrukce. U segmentového ostění nejsou obvykle posuzovány. Účinky návrhového zatížení musí být menší nebo rovny návrhové odolnosti prvku. Základní rovnicí těchto mezních stavů je Rov. 4:

$$E_d(F_d, a_d) \leq R_d(f_d, a_d) \quad \text{Rov. 4}$$

kde:

- E_d je návrhová hodnota účinku zatížení
- R_d je návrhová hodnota odolnosti prvku (materiálu)
- F_d je návrhová hodnota zatížení
- f_d je návrhová hodnota vlastností materiálu
- a_d je návrhová hodnota rozměrů

Opět je třeba rozlišovat mezi příznivými a nepříznivými účinky jednotlivých zatížení a na základě toho volit kombinační součinitele zatížení.

Kombinace zatížení stanovující návrhový účinek zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace je následující (Rov. 5 kombinace 6.10):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + (\gamma_P \cdot P) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 5}$$

kde:

- Znak + značí „je kombinováno s“.
- První člen představuje návrhový účinek stálých zatížení.
- Druhý člen zavádí do vzorce návrhové účinky možného předpětí (obvykle se v kombinaci při návrhu segmentového ostění neuplatní).
- Třetí člen stanovuje návrhový účinek dominantního proměnného zatížení.
- Poslední kombinační člen zohledňuje vliv ostatních proměnných.

Alternativně k 6.10 (Rov. 5) lze použít maximum z následujících dvou kombinací zatížení (6.10a, 6.10b), které v případě 6.10a (Rov. 6) upřednostňují stálá zatížení, zatímco v případě 6.10b (Rov. 7) proměnná zatížení:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + (\gamma_P \cdot P) + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 6}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + (\gamma_P \cdot P) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 7}$$

Kombinace zatížení stanovující návrhový účinek zatížení pro mimořádné návrhové situace je následující (viz Rov. 8):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 8}$$

kde:

- První člen představuje návrhový účinek stálých zatížení.
- Druhý člen zavádí do vzorce návrhové účinky možného předpětí.
- Třetí člen se týká návrhových hodnot účinku mimořádných zatížení.
- Čtvrtý člen stanovuje návrhový účinek dominantního proměnného zatížení s kombinačním součinitelem.
- Poslední kombinační člen se týká vlivu ostatních proměnných zatížení působících na daný prvek.

19.6.3 Ověření mezních stavů použitelnosti

Základním vztahem pro posudek mezního stavu použitelnosti je Rov. 9:

$$E_d \leq C_d \quad \text{Rov. 9}$$

kde:

- E_d je návrhová hodnota účinku zatížení
- C_d je návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

Ověření mezního stavu použitelnosti nespočívá jen v porovnání deformace ostění se stanovenými limity. V případě vyztuženého ostění musí být rovněž brána v potaz šířka trhlin a obecně mezní stav omezení napětí, kdy musí být hodnota napětí v oceli i betonu při MSP (v provozním stavu) značně nižší než při MSÚ. Sledováno je také otevření spojů mezi segmenty v rámci dodržení vodonepropustnosti díla. Maximální dovolená šířka trhlin je stanovena dle zastiženého nejnepříznivějšího vlivu prostředí podle ČSN EN 1992-2 s přihlédnutím k národní příloze. Všeobecně se doporučuje omezit šířku trhlin u vyztuženého betonu na hodnotu 0,2 mm.

Charakteristická kombinace (Rov. 10), která se používá především pro nevratné mezní stavy.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 10}$$

kde:

- První člen představuje účinek stálých zatížení.
- Druhý člen stanovuje účinek dominantního proměnného zatížení.
- Poslední kombinační člen se týká vlivu ostatních proměnných zatížení působících na daný prvek.

Častá kombinace (Rov. 11), užívaná pro vratné mezní stavy.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Rov. 11}$$

kde:

- První člen představuje účinek stálých zatížení.

- Druhý člen stanovuje kombinovaný účinek dominantního proměnného zatížení.
- Poslední kombinační člen se týká vlivu ostatních proměnných zatížení působících na daný prvek.

Kvazistálá kombinace (Rov. 12) pro kontrolu mezních stavů, které se týkají dlouhodobých účinků zatížení a vzhledu ostění.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Rov. 12

kde:

- První člen představuje účinek stálých zatížení.
- Druhý kombinační člen se týká vlivu všech proměnných zatížení působících na daný prvek.

19.7 Specifika modelu kontinua – charakteristické či návrhové hodnoty?

Zásadní otázkou při výpočtu ostění v úloze kontinua je, zda budou jednotlivé konstrukční prvky a jejich rozměry, spolu s parametry horninového masivu a všemi zatěžovacími stavy uvažovány s parametry charakteristickými, nebo zda budou některé možné hodnoty upraveny bezpečnostními součiniteli na hodnoty návrhové (výpočtové). Problém nastává především u komplexnějších modelů, kde je použit například složitý materiálový model, konstrukce je počítána nelineárně nebo je aplikováno velké množství výpočetních fází a kombinací zatížení. V těchto příkladech by postup založený na striktní aplikaci dílčích součinitelů vedl na velká množství výpočtů a v některých případech by nemusel ani správně popisovat zkoumanou realitu – hledaný mezní stav.

Tato otázka vyvolává mezi odbornou veřejností a akademickou půdou v České republice časté diskuse a nikde není dané, pro kterou metodu výpočtu se má řešitel daného problému rozhodnout. Pokud se v numerickém modelu objevuje například otevřená čelba a je nutné určit její stabilitu, doporučuje se použít návrhový přístup (NP) vhodný pro posouzení stability svahu. Jestliže se následně řeší návrh segmentového ostění, pak by měl výpočet odpovídat pravděpodobně jinému návrhovému přístupu. V obou případech jsou aplikovány jiné dílčí součinitele. Obecně je tak nutné sestavit pro každou úlohu samostatný numerický model, kde musí být zvolena taková kombinace návrhových parametrů, aby se daný prvek dostal do mezního stavu, tj. aby na něj působily co nejnepříznivější kombinace jednotlivých vlivů a tím byla ověřena jeho bezpečnost. Navíc NP1 (kombinace 1) a NP2 požadují použití dílčích součinitelů zatížení na stálé nepříznivé zatížení. To je nejčastěji v geotechnice tlak zemin a hornin. V případě modelu kontinua toto nelze splnit, protože velikosti zatížení nejsou vstupními údaji výpočtu jako například u prutových modelů, kde je hornina modelována Winklerovými pružinami a zatížení horninovým tlakem se zadává na konstrukci přímo jako spojité sílové zatížení. Řada statických výpočtů toto obchází zvětšením objemové tíhy zastižovaných hornin. To ale není správný přístup. Může se stát, že by zvýšené zatížení na některém místě (obvykle na bocích tunelu) začalo působit příznivě a stabilizovat konstrukci vlivem zvýšení pasivního odporu.

Problémy nastávají také ve stanovení primární napjatosti, kdy odlišné návrhové přístupy dávají různé hodnoty svislého a vodorovného horninového tlaku. Další absurditou striktního výkladu je nutnost aplikace dílčích součinitelů například na hydrostatické zatížení. Objemová tíha vody je bez rozdílu téměř vždy stejná, není proto důvod ji jakkoli upravovat.

Kvůli všem těmto důvodům popsaným v předchozích odstavcích Eurokód 7 (EN 1997-1) dovoluje počítat celý model kontinua v charakteristických hodnotách. Při konečném dimenzování jednotlivých prvků se ale musí hodnoty rozhodující pro návrh dané konstrukce (např. vnitřní síly, hodnoty napětí apod.) vynásobit tzv. *součinitelem modelu*. Jeho hodnota

ale není striktně určená. Závisí především na empirii a citu statika. Jak velký ho zvolí je na jeho uvážení, což je hlavní problém střetu obou přístupů k výpočtu numerických modelů kontinua.

Pro úplnost je níže uvedena citace z Eurokódu 7 (podle článku 2.4.7.1), která tento přístup dovoluje: „Při výpočtu návrhové hodnoty R_d , nebo návrhové hodnoty účinku zatížení E_d , se mohou zavést modelové součinitele $\gamma_{R,d}$ respektive $\gamma_{S,d}$ k ujištění, že výsledky návrhového výpočetního modelu jsou buď přesné, nebo chyba je na straně bezpečnosti.“ Extrémní hodnoty účinků činností prováděných v podzemí lze stanovit (mimo jiné) podle Rov. 13:

$$E_d = \gamma^E E(F_{rep}; X_{kr}; X_{kc}; Y_m; a_k)$$

Rov. 13

kde:

- E_d je návrhová hodnota účinku
- E je funkce účinku
- F_{rep} je reprezentativní hodnota zatížení
- X_{kr} je charakteristická hodnota parametrů smykové pevnosti horniny
- X_{kc} je charakteristická hodnota parametrů smykové pevnosti betonu
- Y_m je statisticky střední hodnota přetvárných parametrů horniny a betonu
- a_k je charakteristická hodnota parametrů geometrie (týká se pouze výšky hladiny podzemní vody)
- γ^E je dílčí součinitel účinku ($\gamma_{R,d}$) neboli součinitel numerického modelu

Tento druhý přístup k výpočtu se přibližuje dříve používanému stupni bezpečnosti. Výhodou bylo, že pro každý typ konstrukce, byla na základě dlouholetých zkušeností empiricky stanovena jeho určitá hodnota. Pokud tedy zpracovatel statického výpočtu tápe, jak vysoký součinitel modelu použít, může hledat inspiraci v, dnes již neplatných, teoriích stupně bezpečnosti konstrukcí.

Posledním možným přístupem, který ale není přesně v Eurokódu citován, je aplikovat redukční součinitele pouze na smykové parametry zastižených hornin. Tíhu hornin uvažovat střední hodnotou. Tento postup není v kolizi se základními principy řešení úlohy kontinua a je na vždy straně bezpečné. Vede obecně ke zvýšení aktivního tlaku a snížení pasivního horninového tlaku. Tím se docílí možné dřívější plastifikace namáhaných prvků a dosažení určitého mezního stavu, který v konstrukci za určitých předpokladů může nastat. Nutno podotknout, že tento poslední přístup je odpovědnými statiky stále nejvíce používán.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 156); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 210-211); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 51-54); (DAUB, 2013, s. 21-23); (Wittke, a kol., 2007, s. 314-315, s. 322-323); (ITA working group No. 2, 2000, s. 309); (A.F.T.E.S., 1999, s. 20-24); (Faltýnek, 2016, s. 77-79); (Terzijski, 2005, s. 11-12, s. 14-20, s 37-38).

20 Stanovení hodnot a rozložení dočasných zatížení

Tak jako v případě jakéhokoli jiného prefabrikátu by měly být pro každý segment provedeny obvyklé posudky, prokazující, že je prvek schopný přenášet všechna primární zatížení související s výrobním procesem (někdy též nazývány manipulační zatížení) a zatížení spojená s postupem ražby (tzv. zatížení stavební). Ekonomický a správný návrh je takový, kdy manipulační zatížení nerozhodují o celkových dimenzích ostění.

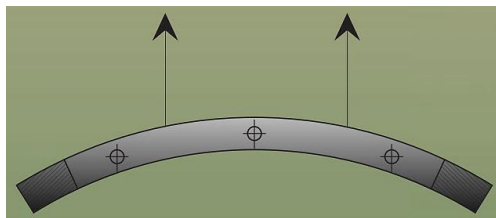
Podstatné je vždy uvažovat s reálným stářím betonového prvku při jednotlivých operacích a tomu přizpůsobit i výpočtové přetvárné a pevnostní parametry prvků ostění. Dalším specifikem je zvýšení namáhání segmentu při manipulaci vlivem dynamických setrvačných sil (obvykle modifikace statických sil dynamickým součinitelem cca 1,5-3,0).

20.1 Odformování, vytažení z formy a manipulace

Níže jsou uvedeny zatížení, která mají být při prokázání odolnosti prvku v této fázi výroby uváženy:

- Vlastní tíha
- Nárůst zatížení vlivem vlhkosti zcela nezhydratovaného betonu
- Adherentní síly mezi bedněním a betonovým prvkem
- Účinek dynamických sil při manipulaci

Výchozím statickým schématem pro posudek těchto stavů je zakřivený nosník (se zahnutím směřujícím dolů) obvykle na dvou závěsech (viz Obr. 208), které jsou přibližně ve čtvrtině rozpětí. V případě vakuového uchopení je toto uspořádání konzervativní – na straně bezpečné. Základním požadavkem na prefabrikaci je co nejrychlejší odbednění. Hlavním posudkem by proto mělo být především prověření, kdy a kde vznikají první trhliny. Z výsledků je pak odvozen čas, respektive minimální pevnost betonu, které musí být dosaženo před jakoukoli manipulací se segmenty. Tento zatěžovací stav by nikdy neměl být příčinou pro návrh dodatečné výztuže nebo zlepšení kvality betonu.



Obr. 208: Statické schéma pro posouzení namáhání segmentu při odformování a prvotní manipulaci (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 203)

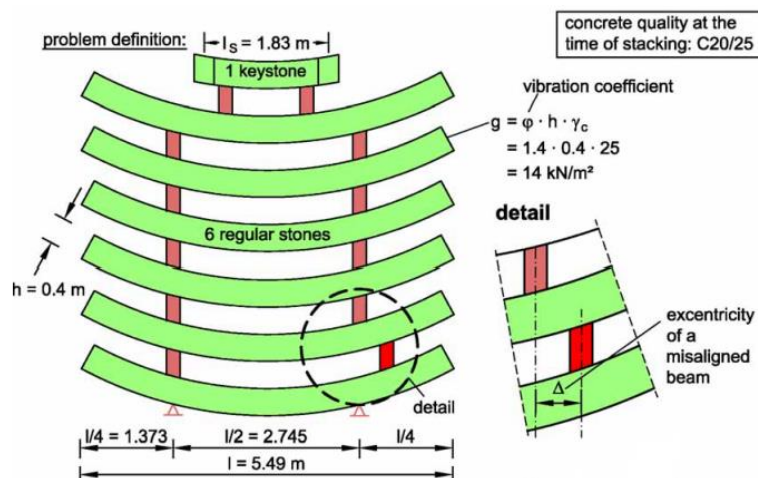
Po odformování je segment otočen do reverzní polohy (se zakřivením směrem vzhůru) a transportován do prostoru skladového hospodářství, kde probíhá jeho ošetřování.

20.2 Uložení segmentů

Po odbednění segmentů a vytažení z formy následuje přeprava segmentu na skladovací plochy, kde jsou ve vztahu k možnostem výroby prefabrikátů segmenty skladovány. Důležité je, aby podpůrné latě vyloučily kontakt segmentů navzájem nebo dotyk s podkladem. Mezilehlé, obvykle dřevěné, podpory musí být přesně vytvarované. Je nutné zabránit jejich následnému posunu. Segmenty musí být na své místo ukládány co nejpřesněji. Pokud by došlo k posunu podpůrných latí, je risk, že se segmenty vlivem dotvarování zkroutí a budou znehodnoceny.

Statické schéma pro tuto fázi je vidět na Obr. 209. Jedná se o zakřivené nosníky (se zahnutím směřujícím nahoru) spočívající na dvou podpěrách. Zatížení na spodní segment by mělo být aplikováno s určitým posunem (okolo 5 až 10 cm vně i dovnitř), který má simulovat nepřesnosti v uložení jednotlivých segmentů na sebe.

Cílem statického posudku je jednak sledování vzniku první trhliny a ověření smykové odolnosti, tak současně i detailní prověření geometrie podpěrných prvků.



Obr. 209: Statické schéma působení segmentů ve fázi definitivního uložení (Problem definition – definice problému, Regular stone – běžný segment, Detail – detail, Concrete quality at the time of stacking – kvalita betonu ve chvíli ukládání, Vibration coefficient – dynamický součinitel, Excentricity of a misaligned beam – výstřednost nesprávně podepřeného prvku) (Wittke, a kol., 2007, s. 354)

20.3 Namáhání segmentu při transportu

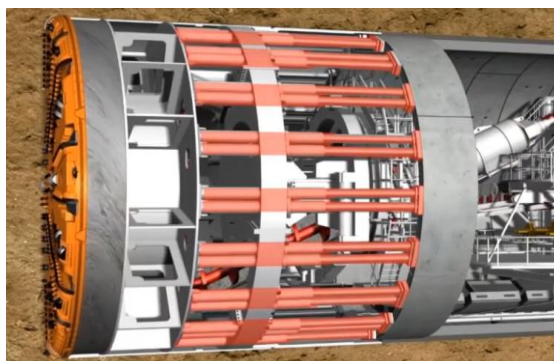
V průběhu transportu segmentu k tunelovacímu stroji je nezbytné se vyvarovat jakéhokoli nechtěného kontaktu s tunelovacím strojem nebo vnitřním vybavením. Zatížení (s vlivem dynamických sil) od všech transportních procesů musí být zohledněno ve výpočtu.

20.4 Zatížení segmentu při montáži ostění

Jednotlivé segmenty musí být navrženy tak, aby mohly být rychle a bezpečně erekto-rem usazeny na své místo. Popis úchyťových opatření je popsán v kapitole 16.2 *Systém ukládání segmentů*. Na segment v blízkosti spojů působí navíc při usazování prvku do své finální polohy zatížení od stlačení těsnících vložek případně namáhání od spojovacích prostředků po uvolnění erektoru.

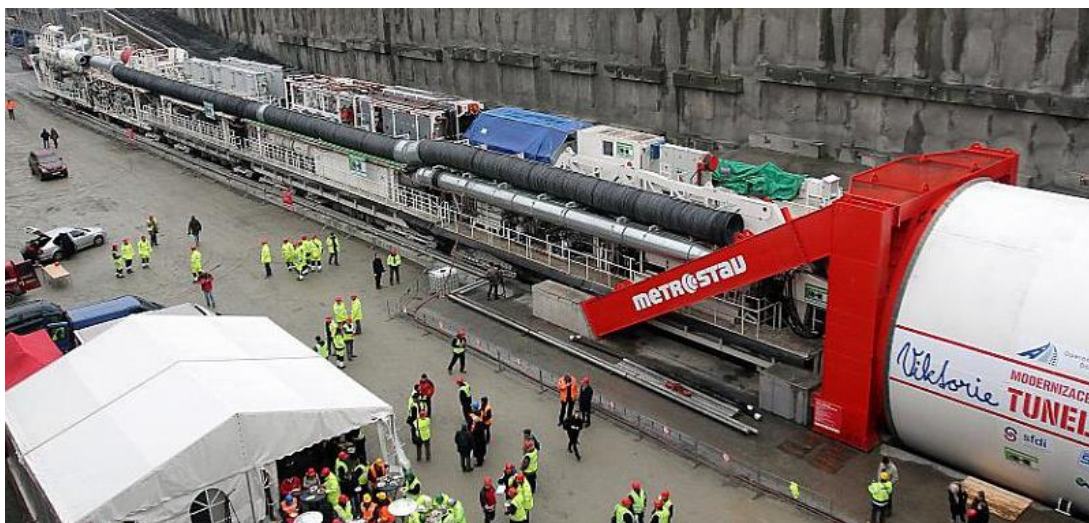
20.5 Zatížení od tunelovacího stroje

Veškeré podpůrné tlaky, kterými tunelovací stroj působí na čelbu, spolu se silami nutnými pro posun stroje vpřed a bezpečnostní přírážkou musí být v případě klasických razicích štítů přeneseny prostřednictvím štítových lisů čerstvě sestaveným tunelovým ostěním a rozneseny dále do dalších prstenců (viz Obr. 210). Velikost sil štítových lisů není po obvodě prstence rovnoměrně rozdělena a závisí na konkrétní konfiguraci ražeb a prostorovém vedení podzemního díla.



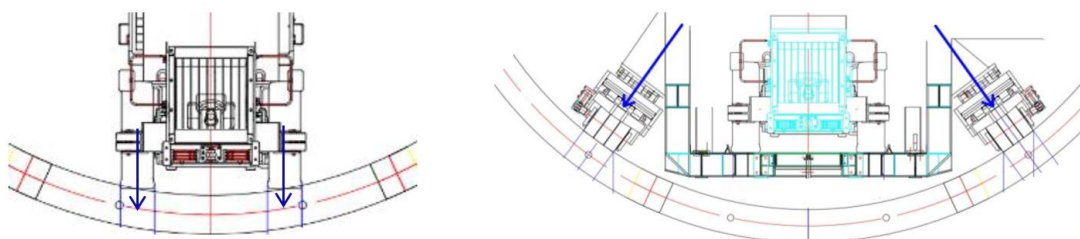
Obr. 210: Působení přitlačných štítových lisů na segmentové ostění (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

Společně se silami štítových lisů působí tunelovací stroj na segmentové ostění také vertikálním zatížením veškerého příslušenství a všech jeho následných doprovodných zásobovacích vozů (viz Obr. 211).



Obr. 211: Doprovodné vozy tunelovacího stroje (https://g.denik.cz/46/6a/razici-stit-tunel-ejpovice-150123-022_galerie-980.jpg)

Vertikální zatížení od tunelovacího stroje může být zadáno zjednodušeně spojitě nebo soustředěnými silami (viz Obr. 212 vpravo). Obdobným způsobem by mělo být zavedeno i staveništní zatížení od MSV k přepravě segmentů (viz Obr. 212 vlevo).



Obr. 212: Vertikální zatížení – vlevo od MSV; vpravo od tunelovacího stroje (Metrostav ©2019)

Za předpokladu, že je namáhání od štítových lisů dominantním zatížením a má největší vliv na chování ostění a možný vznik poškození jednotlivých segmentů, musí být provedena co nejpodrobnější analýza tohoto zatěžovacího stavu. Uvažovat by se měla vždy nejvyšší možná hodnota tlaku štítových lisů v kombinaci s maximální excentricitou.

Ověření mohou být provedena podle zjednodušených analytických metod (užívaných například také pro posouzení značně namáhaných kotevních oblastí předpínaných betonových nosníků) nebo, v dnešní době nejčastěji, s použitím sofistikovaných 2D nebo 3D numerických modelů, které pracují na základě progresivních materiálových modelů. Vždy je vhodné provést porovnání více metod výpočtu. Při zavádění účinku působení štítových lisů by se mělo také uvažovat možné nerovnoměrné zatížení, případně nerovnoměrné podepření prstence ostění v příčném spoji. Detailní posouzení segmentů na účinky koncentrovaného namáhání je popsáno v kapitole 27 *Individuální posouzení v místech spojů segmentového ostění*.

Na velikost tohoto zatížení má také vliv použitý typ tunelovacího stroje. Pokud se porovnají podélné síly při použití EPB štítu, tak mohou být až dvojnásobně větší oproti zatížení nutnému k ražbě u SPB tunelovacích strojů.

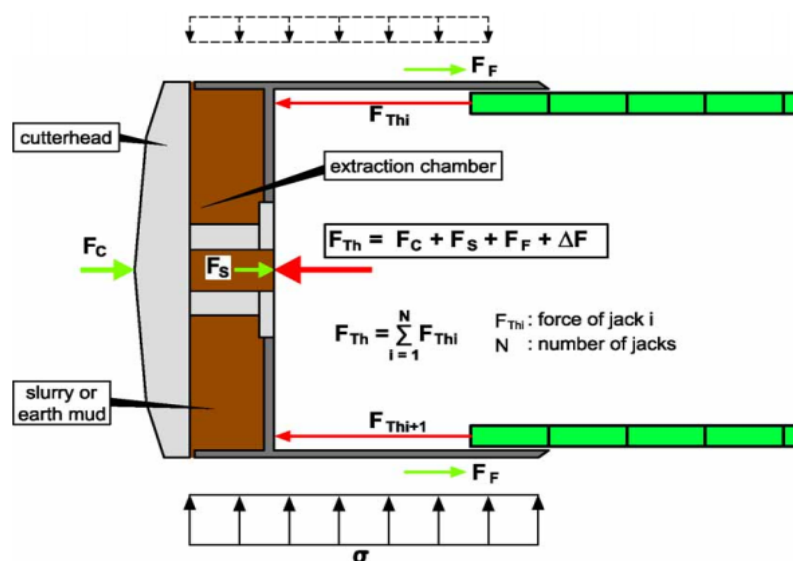
20.5.1 Podélné síly

V průběhu výstavby jsou k sobě sousední prstence přitlačovány silami štítových lisů. V podélném směru tunelu je tak do ostění vneseno tlakové namáhání. Velice důležité je si uvědomit, že velikost podélných sil není po celou dobu životnosti tunelu beze změny, ale snižuje se v závislosti na dotvarování a relaxaci betonu, roznášecích prvků vkládaných do příčných spojů a dalších faktorech. *Luttikholt (2007)* uvádí odhadem pokles až o 80 % na konci životnosti. Časově závislé deformace ostění vlivem ztráty napětí mezi spárami, vlivem např. reologických vlastností betonu, musí být v návrhu vždy zohledněny.

Podélné síly nejsou po obvodu ostění konstantní. Obvykle bývají menší na vrcholu ostění a větší u invertu tunelu.

Jedná se především o následující podélné síly (viz Obr. 213):

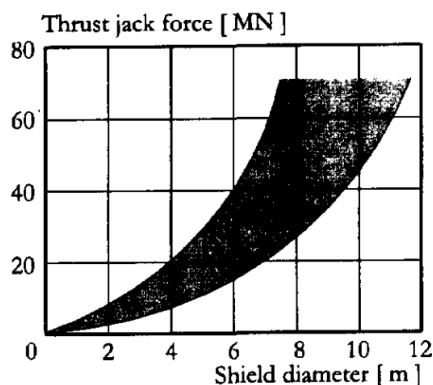
- Síly podpůrného média působícího na čelbu (F_s). Jejich velikost se získá integrací hodnoty podpůrného tlaku přes plochu čelby, který se většinou určuje na základě horizontálního klidového tlaku horninového masivu v místě čelby $f_c = K_0 \cdot \sigma_v$. Vlivem objemové hmotnosti podpůrného média s hloubkou roste. Existují samozřejmě komplexnější teorie založené na analytických, eventuálně experimentálních výsledcích. Příkladem může být často používaný Jancseczův model.
- Síly tření mezi štítem a okolním horninovým masivem (F_F). Součinitel tření mezi horninou a tělem štítu se pohybuje od hodnoty 0,2 pro jíly až po 0,55 pro šterky. U hornin jsou běžně typické hodnoty od 0,3 do 0,4. Velikost třecích sil se vypočte na základě povrchu štítu, součinitele tření a radiálního zatížení povrchu štítu nejčastěji na základě Coulombovy teorie. Součinitel tření má na výsledky obrovský vliv. Kupříkladu použití bentonitové suspenze pro redukci třecích sil snižuje koeficient tření na 1/6-1/7. Tření mezi štítem a masivem závisí také na velikosti nadvylomu (viz kapitola 6.2 Podpora horninového masivu po obvodě štítu) a s tím spojenými konvergencemi výrubu v závislosti na rychlosti ražby.
- Síly potřebné vyvíjet na řezné nástroje (F_C) závisí na použitém typu řezných nástrojů, poloměru valivých disků (pro obvyklé hodnoty 17 až 19 palců se síly pohybují od 200 kN do 300 kN) a dalších vlastnostech řezné hlavy.
- Bezpečnostní přírůstek (ΔF) z hlediska výškového a směrového řízení štítu, vlastní váhy štítu, sil nutných pro tažení přídatných zařízení tunelovacího stroje, tření štítového těsnění o segmentové ostění a další vlivy.



Obr. 213: Síla, kterou je nutné vyvodit štítovými lisy (Cutterhead – řezná hlava, Slurry or earth mud – bentonitová suspenze nebo lubrikovaná zemina, Extraction chamber – pracovní komora, Force of jack i – síla ve štítovém lisu i , Number of jacks – počet štítových lisů) (Wittke, a kol., 2007, s. 235)

De Waal (1999) udává, že cca 70 % podélných sil je tvořeno silami potřebnými pro podporu čelby a cca 20 % je způsobeno nutností překonat tření mezi štítem a horninou. Z hlediska návrhu maximální kapacity štítových lisů se obvykle pro návrh tunelovacího stroje volí 1,5-2,0 násobek minimálních podélných sil získaných na základě předchozích úvah.

Potřebná síla štítových lisů v závislosti na průměru tunelu by měla ležet v rozmezí vyznačeném na Obr. 214, které je určeno na základě vyhodnocení dat z výstavby mechanizovaně ražených tunelů v Německu.



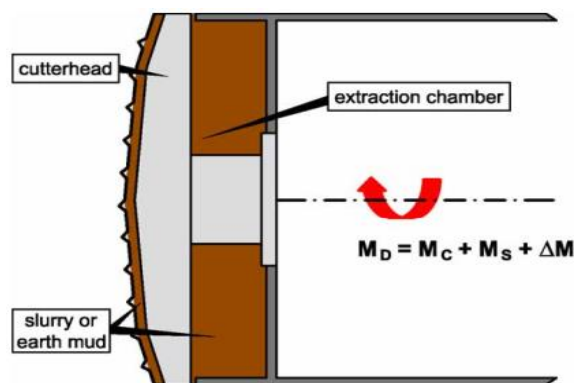
Obr. 214: Závislost obvyklých hodnot síly štítových lisů v závislosti na průměru tubusu ostění (Thrust jack force – síla štítových lisů, Shield diameter – průměr tunelovacího stroje) (De Waal, 1999, s. 165)

20.5.2 Krouticí moment

Z hlediska rozpojování horninového masivu je nutné vyvolat určitý krouticí moment na řeznou hlavu.

Jedná se o následující složky krouticího momentu (viz Obr. 215):

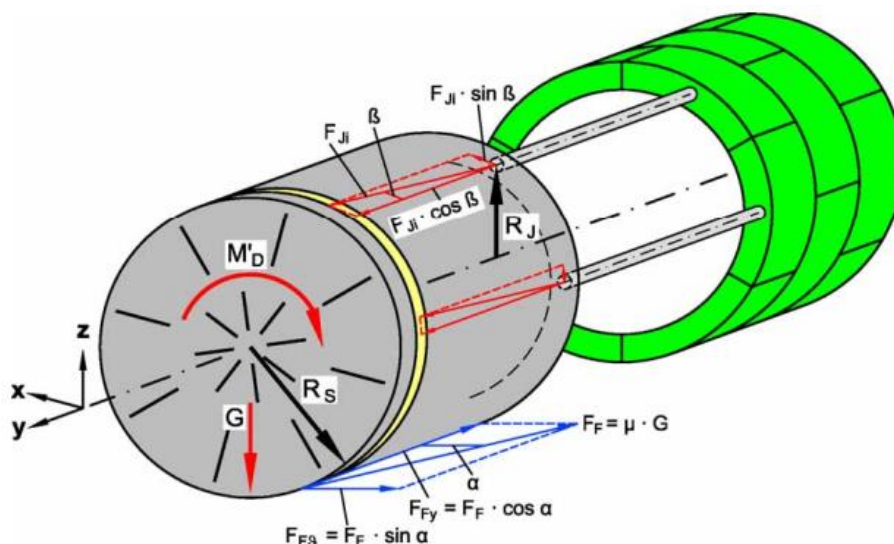
- Krouticí moment, který je třeba vyvolat na řeznou hlavu, aby došlo k jejímu soustavnému otáčení a správné funkci řezných nástrojů (M_c).
- Odpor v rotaci vyvolaný podpůrným médiem (M_s) v případě aktivní podpory čelby.
- Bezpečnostní přírůstek (ΔM) na překonání primárního odporu při začátku ražeb.



Obr. 215: Krouticí moment řezné hlavy (Cutterhead – řezná hlava, Slurry or earth mud – bentonitová suspenze nebo lubrikovaná zemina, Extraction chamber – pracovní komora) (Wittke, a kol., 2007, s. 237)

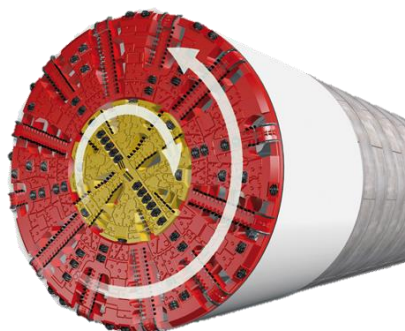
20.5.3 Přenos podélných sil a krouticího momentu

Krouticí moment řezné hlavy i podélné síly štítových lisů musí být bezpečně přeneseny sestaveným segmentovým ostěním. Podélné síly působí téměř výhradně na ostění, zatímco krouticí moment je přenášen především třením mezi horninovým masivem a tělem štítu a pokud je třeba, tak pomocí ukloněných štítových lisů (viz Obr. 216).



Obr. 216: Způsob přenosu krouticího momentu (Wittke, a kol., 2007, s. 280)

V případě, že není možné potřebný krouticí moment přenést třením mezi štítem a horninou a ukloněním štítových lisů, je jedním možným řešením použití štítů s kombinovanou řeznou hlavou (viz Obr. 217). Zde je řezná hlava rozdělena na dvě části (vnitřní a vnější), které rotují proti sobě, a krouticí moment se vzájemně částečně kompenzuje.

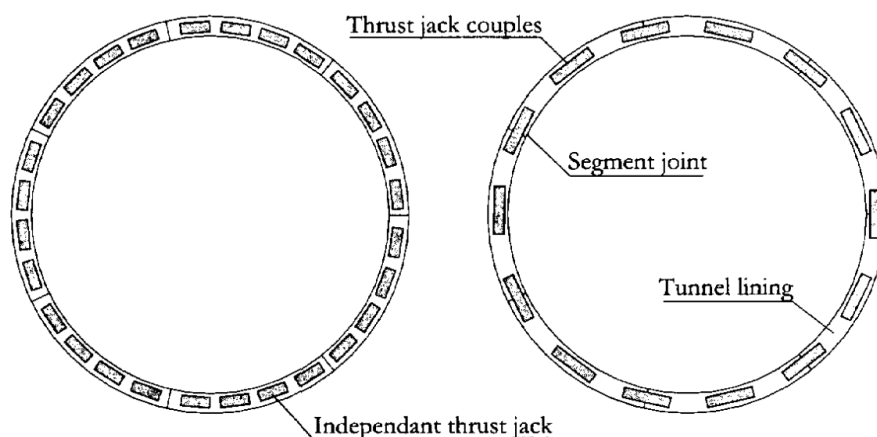
Obr. 217: Rozdělená řezná hlava kvůli redukci krouticího momentu (https://www.herrenknecht.com/uploads/pics/S300_Bewegung_Ret_02_590x393_01.1364287553.jpg)

20.5.1 Konfigurace štítových lisů

Tunelovací stroj působí na každý běžný segment ve dvou až čtyřech tlačných místech. Na každém je jedna tuhá roznášecí deska opatřena pružnou podložkou z gumy nebo plastu, na kterou působí jeden (Obr. 219 vlevo), dva (viz Obr. 219 vpravo a Obr. 218) až tři samostatné tlačné písty štítových lisů. V praxi nejběžnější je právě uspořádání štítových lisů ve dvojicích.



Obr. 218: Dva štítové lisy působící na jednu zatěžovací desku (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 55)



Obr. 219: Vlevo nezávislé uspořádání štítových lisů (Jeden tlačný píst štítových lisů na jednu roznášecí desku); vpravo uspořádání ve dvojicích (dva písty na jednu roznášecí desku) (Independent thrust jack – nezávislý štítový lis, Thrust jack couples – dvojice štítových lisů, Segment joint – podélný spoj, Tunnel lining – tunelové ostění) (De Waal, 1999, s. 122)

Obecně se lze setkat s dvěma základními návrhy uspořádání štítových lisů:

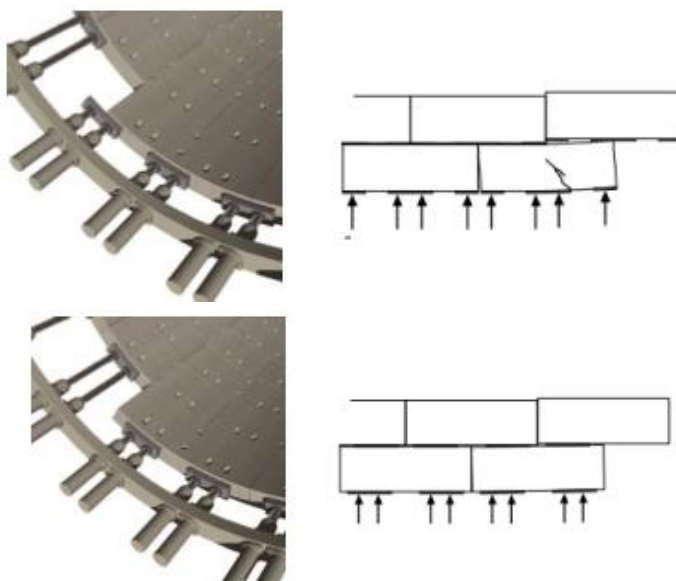
- Nekompatibilní návrh. Rotace prstene ostění je naprosto nezávislá na poloze a počtu štítových lisů. V některé poloze může štítový lis působit přímo v místě podélné spáry, nebo na samém okraji prvku, což je z hlediska statického působení nevhodné a segment na tento zatěžovací stav musí být správně navržen. Toto řešení lze použít pouze pokud nejsou použity diskrétní spojovací prvky v příčných spojech segmentového ostění.
- Kompatibilní návrh, kdy je členění segmentů v prstenci vždy v souladu s tunelovacím strojem a prstenec může v podélném směru rotovat pouze o určitý, předem stanovený, úhel, který souvisí také s rozložením spojovacích prvků v příčném spoji. Obecným pravidlem je vyhnout se působení štítových lisů v místech spojů mezi segmenty. Obvykle se volí dvě až tři sestavy štítových lisů působících na jeden segment. Kompatibilní uspořádání pak nejčastěji umožňuje vyhnout se vzniku křížového spoje těsnících profilů a průběžné podélné spáry. Existují ale i speciální roznášecí desky, které umožňují přemostit podélný spoj a zamezit tak porušení segmentů. V tomto případě je třeba provést důsledný návrh možného odštípnutí rohu segmentu. Roznášecí podložky příčných spojů v místě podélných spojů musí být rozpůleny.



Obr. 220: Příklad dispozice rozložení štítových lisů a podélných spár (foto P. Vítek)

Jedním příkladem kompatibilního uspořádání je tzv. Německá konfigurace, kde sestavy štítových lisů působí vždy uprostřed segmentu a na jeho krajích (viz Obr. 220 a Obr. 221 vlevo). Francouzská (častější) konfigurace (viz Obr. 221 vpravo) naopak nechává štítové lisy

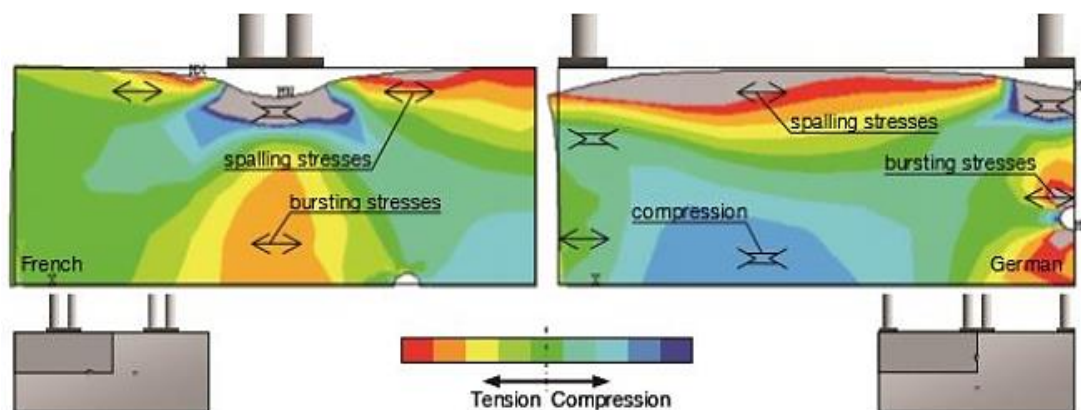
působit například v jedné a dvou třetinách délky segmentu, což je pro chování ostění vhodnější.



Obr. 221: Příklad konfigurací štítových lisů Německá (nahore), Francouzská (dole) (Fabozzi, 2017, s. 49)

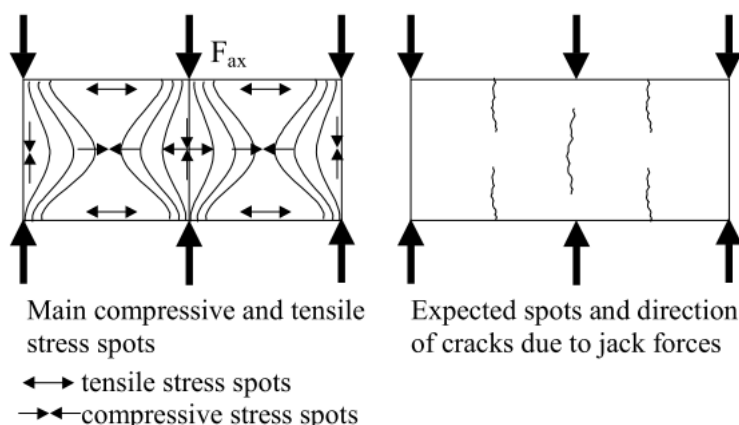
Groenevweg (2007) provedl řadu numerických výpočtů, kde se zabýval vlivem rozmístění štítových lisů na namáhání segmentového ostění. Z jeho výsledků je hodnoceno Německé uspořádání jako méně vhodné z hlediska napjatostních stavů a možného vzniku trhlin na segmentovém ostění. Je běžné z důvodu snížení výpočetní náročnosti modelovat pouze čtvrtinu problému a řešit úlohu v podmínkách rovinné napjatosti.

Na Obr. 222 je znázorněn průběh „horizontálních“ napětí a v rozhodujících místech tenzorů hlavních napětí pro obě kompatibilní sestavy štítových lisů. Pod roznášecími deskami štítových lisů vždy působí vysoké koncentrace „vertikálních“ napětí, které prochází tlakovými trajektoriemi celou výšku segmentu přes roznášecí tlakové desky v příčných spojích do dalších prstenců ostění. Tyto napětí mají za důsledek vznik příčných tahových napětí (anglicky nazývané bursting stresses). Důsledkem konvexního tvaru deformovaného povrchu segmentu zde vznikají významná tahová napětí (anglicky nazývané spalling stresses). V případě že prvek není na tato namáhání dostatečně vyztužen, může hrozit jeho porušení, vznik trhlin a ohrožení vodonepropustnosti ostění.



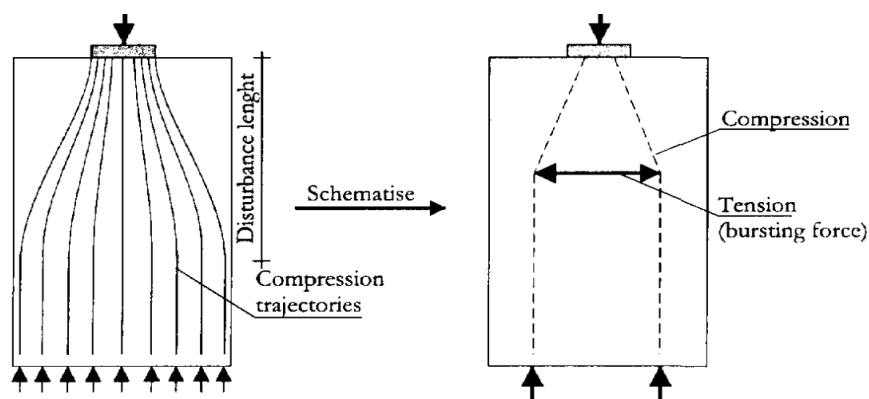
Obr. 222: Průběh napětí při zatěžování segmentového ostění tlakem štítových lisů vlevo Francouzská sestava; vpravo Německá sestava (French – francouzský, German – německý, Tension – tahové namáhání, Compression – tlakové namáhání) (Fabozzi, 2017, s. 50)

Trajektorie hlavních napětí a rozdělení trhlin při namáhání segmentu silami štítových lisů při tzv. Německém uspořádání je také znázorněno na Obr. 223.



Obr. 223: Vlevo trajektorie hlavních napětí, uprostřed rozdělení trhlin při namáhání segmentového ostění silami štítových lisů – Německé uspořádání (Tensile stress spots – směry tahového napětí, Compressive stress spots – směry tlakového napětí, Main compressive and tensile stress spots – místa hlavních tlakových a tahových napětí, Expected spots and direction of cracks due to jack forces – předpokládaná místa a směry trhlin způsobených silami štítových lisů) (Blom, 2002a, s. 173)

Dalším typem významných tahových namáhání jsou anglicky tzv. bursting stresses, která nepůsobí na okrajích prvku, ale hlouběji za zónou koncentrace tlakových napětí. Princip vzniku těchto napětí je znázorněn na Obr. 224. Oproti spalling stresses jsou tato napětí z hlediska možného kolapsu prvku významnější a je třeba jim věnovat vysokou pozornost.

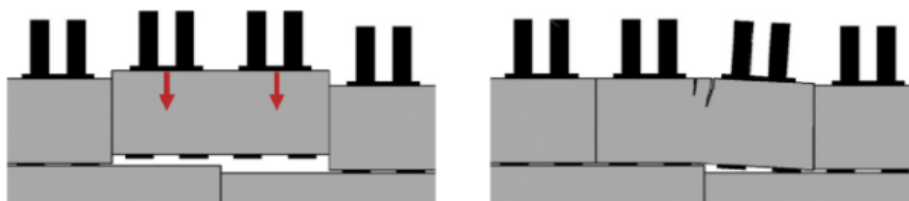


Obr. 224: Princip vzniku tzv. bursting stresses (Disturbance length – délka ovlivnění, Compression trajectories – tlakové trajektorie, Compression – tlak, Tension – tah) (De Waal, 1999, s. 123)

Důležité je si uvědomit, že ve chvíli, kdy je sestavován nový prstenec ostění a nový segment je usazován na své místo, je nutné uvolnit a stáhnout příslušné štítové síly v jeho okolí. To vede k další možné redistribuci namáhání segmentového ostění.

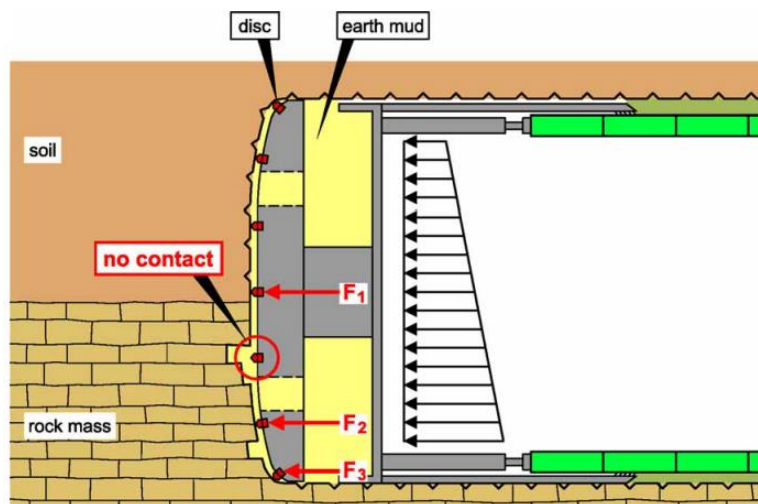
20.5.2 Nepřesnosti v působení štítových lisů

Při posuzování účinku působení štítových lisů nesmí být opomenuto posoudit stav nerovnoměrného podepření v místě příčného spoje mezi sousedními prstenci ostění, který může způsobit značné poruchy a poškození betonových segmentů (viz Obr. 225). Více o této problematice v kapitole 38.1.7 Poruchy ostění vlivem nerovnoměrného podepření v příčné spáře a v kapitole 18.5 Počet segmentů v prstenci ostění, šířka závěrného klenáku.



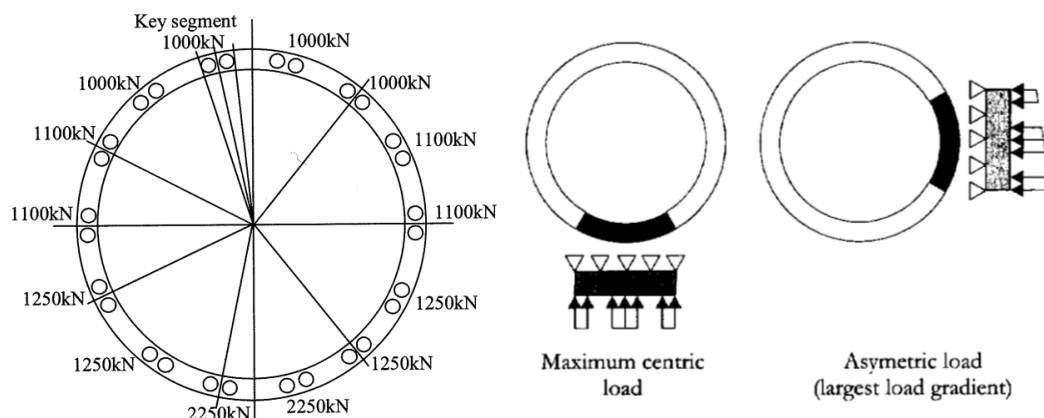
Obr. 225: Možné poškození ostění vlivem nerovnoměrného podepření prstence v příčném spoji (Fabozzi, 2017, s. 57)

Dalším určujícím faktorem, který by neměl být podceňován, je, že štítové lisy obvykle zatěžují jednotlivé segmenty excentrickým tlakem, nepůsobí přímo na střednici ostění. Je to způsobeno především vlastní konstrukcí tunelovacího stroje, nebo občasným mírným odsunem osy tunelovacího stroje od osy tunelu. Potřeba směrového a výškového vedení stroje spolu s proměnlivými geologickými vlastnostmi po výšce profilu (viz Obr. 226) vedou často k nerovnoměrnému namáhání ostění. Obecně jsou ale vždy zatěžovány více segmenty ve spodní části, i v případě přímého vedení, z důvodu vyrovnání přirozené tendence štítu „zaklesávat se“ způsobené dominantní vahou přední části štítu – řezné hlavy.



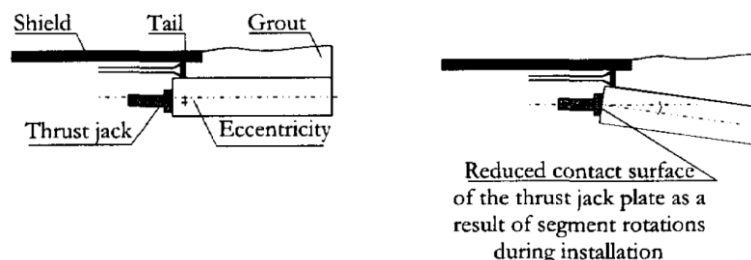
Obr. 226: Nerovnoměrné zatížení tunelovacího stroje vlivem rozdílných geologických vlastností (Soil – zemina, Rock mass – horninový masiv, No contact – bez kontaktu, Disc – valivá hlava, Earth mud – rubanina) (Wittke, a kol., 2007, s. 153)

Obvykle je nejmenší hodnota ve vrcholu klenby a nejvyšší v blízkosti invertu (Obr. 227 uprostřed). Nejvyšší gradient zatížení působící na segment ostění se vyskytuje přesně v polovině výšky tubusu (Obr. 227 vpravo).



Obr. 227: Nerovnoměrné zatížení od štítových lisů (vlevo velikost přitlačných sil The Boltek Railway Tunnel) (Key segment – závěrný klenák, Maximum centric load – maximální centrické zatížení, Asymmetric load (largest load gradient) – asymetrické zatížení (největší gradient zatížení) (Blom, 2002, s. 114) (De Waal, 1999, s. 127)

Různé další excentricity (viz Obr. 226) a nepřesnosti v působení sil štítových lisů mohou způsobovat značné poškození segmentového ostění. Kupříkladu díky zatížení injektážním tlakem nebo rotaci univerzálních prstenců (tak aby mohl být tunelovací stroj prostorově správně veden) dochází k redukci kontaktní plochy a tím k vysokým koncentracím namáhání ostění od sil štítových lisů. Tento aspekt je velice důležitý, leč velice obtížně kvantifikovatelný.



Obr. 228: Možné excentricity v působení sil štítových lisů (Shield – štít, Tail – ocasní část pláště štítu, Grout – výplňová injektáž, Thrust jack – štítový lis, Eccentricity – excentricita, Reduced contact surface of the thrust jack plate as a result of segment rotations during installation – redukovaná kontaktní zóna roznášecí desky štítového lisu díky deformacím ostění v průběhu montáže) (De Waal, 1999, s. 129)

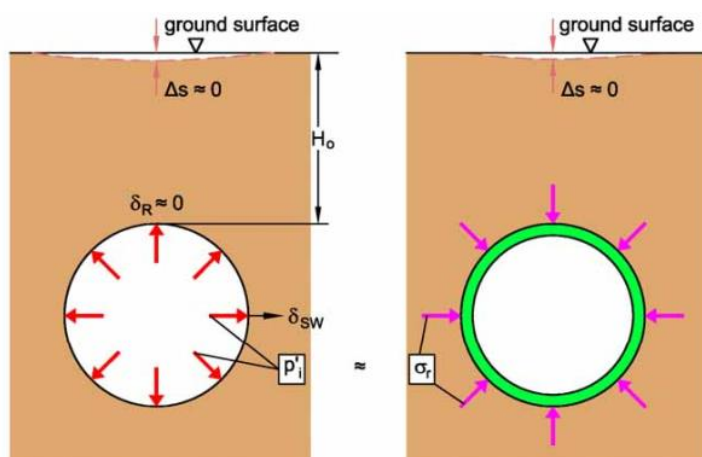
20.6 Zatížení injektážním tlakem

Dalším dočasným zatížením je zatížení injektážním tlakem, jehož velikost je závislá především na těchto aspektech:

- Na hodnotě podpůrného tlaku, kterým působí štít na čelbu.
- Na přirozené geostatické napjatosti.
- Na použitém injektážním systému.

Průměrná hodnota by měla být vždy větší než tlak podporující čelbu. Rozdíly mezi maximální a minimální hodnotou závisí na použitém injektážním systému, který musí zajistit homogenitu směsi a minimální oscilaci okamžitých hodnot tlaků.

Z pohledu statického posuzování lze na injektážní tlak nahlížet jako na zatížení, které zatěžuje zároveň horninový masiv tlakem působícím vně tunelu a současně segmentové ostění tlakem působícím na něj opačným směrem (viz Obr. 229).

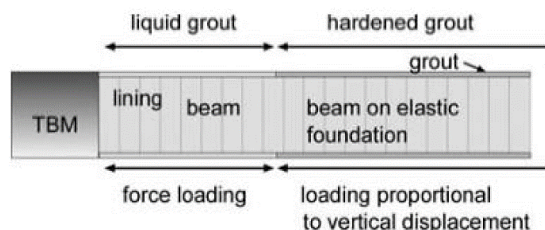


Obr. 229: Injektážní tlak v případě ražby v zeminách (Ground surface – povrch terénu) (Wittke, a kol., 2007, 233-244, s. 294)

Při tvorbě numerického modelu musí být uváženy tyto důležité předpoklady:

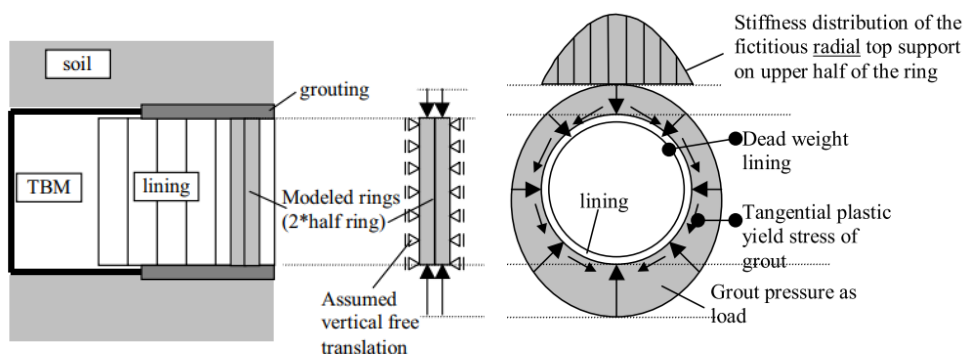
1. Injektážní tlak by měl být do modelu zaveden jako radiální hydrostatické zatížení působící jak na prvky reprezentující ostění, tak na horninový masiv.

- Hodnotu injektážního tlaku je třeba korelovat s přirozeným napjatostním stavem. Pokud nejsou k dispozici jiná data, je v numerickém modelu uvažován injektážní tlak rovný hodnotě svislé geostatické napjatosti ve vrcholu klenby.
- Měl by být posouzen především stav, kdy ostění opustí tělo štítu a injektážní hmota je stále ještě v tekutém stavu (viz Obr. 230).



Obr. 230: Schéma zatěžování segmentového ostění injektážním tlakem (Lining – ostění, Grout – výplňová injektáž, Beam – prut, Liquid grout – tekutá výplňová injektáž, Force loading – nárůst zatížení, Hardened grout – ztuhlá výplňová injektáž, Beam on elastic foundation – prut na pružných podporách, Loading proportional to vertical displacement – zatížení odpovídající deformacím ostění) (Fabozzi, 2017, s. 51)

Do doby, než injektáž zcela vytvrdne, působí na ostění hydrostatický tlak čerstvé injektážní hmoty, která prstenec ostění nadnáší vztakovou silou směrem vzhůru. Proti tomuto jevu působí vlastní tíha ostění a vybavení tunelovacího stroje spolu s třecí silou mezi ostěním a čerstvě injektovaným materiálem, která ale není příliš vysoká, a vzájemné síly působící v příčném spoji mezi sousedními prstenci díky použití spojovacích prvků. Velikost tečného namáhání se uvažuje maximálně hodnotou smykové pevnosti injektovaného materiálu. Ostění svým vztlakem zapříčiní zvýšený tlak na injektáž ve vrchlíku tunelu a její tok směrem k bočním stranám ostění (viz Obr. 231 a Obr. 232). To vede k nárůstu radiálního zatížení ostění ve vrchlíku.

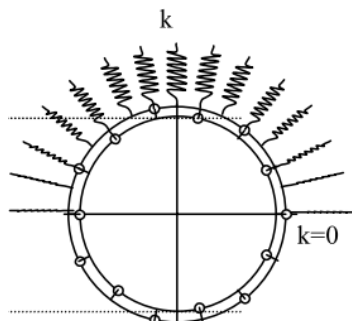


Obr. 231: Zatížení ostění injektážním tlakem (se zavedením vlivu tření a toku injektážní směsi jako tangenciální reakce) (Soil – zemina, Lining – ostění, Grouting – výplňová injektáž, Modeled rings – modelované prstence ostění, Half ring – půlprstenec, Assumed vertical free translation – předpoklad volné svislé deformace, Stiffness distribution of the fictitious radial top support on upper half of the lining – rozložení tuhosti fiktivních radiálních podpor horní poloviny ostění, Dead weight lining – vlastní tíha ostění, Tangential plastic yield stress of grout – Tangenciální plastický odpor výplňové injektáže, Grout pressure as load – zatížení injektážním tlakem jako spojitě radiální zatížení) (Blom, 2002a, s. 73)

Více o této problematice obsahuje například Blom (2002, s. 69-82, s. 121-124).

Volná délka, kdy je ostění utopeno v čerstvé injektážní hmotě, by měla být z hlediska statického namáhání co nejkratší. Injektážní tlak je po délce nerovnoměrný, což obvykle způsobuje rozdílnou deformaci (svislý posun i rotaci) v příčných spojech mezi sousedními prstenci. Pokud jsou tyto deformace příliš velké, mohou způsobit poškození v blízkosti příčných spojů. Z tohoto důvodu je příprava správné receptury injektážního materiálu velice podstatná. Důležitý je také zvolený typ příčného styku a způsob jeho vyztužení.

Je vhodné, aby pevnost injektážního materiálu byla jen nepatrně vyšší než pevnost obklopujícího horninového masivu. V opačném případě by mohla vytvrdnutá zálivka na sebe stahovat část zatížení a snižovat tak pozitivní vliv normálové síly v segmentovém ostění. Pokud je naopak tuhost výplňového materiálu řádově nižší než horninového masivu, tak by měla být v případě použití prutového modelu úměrně tomu snížena tuhost radiálních podpor.



Obr. 232: Zavedení podepření v případě zatížení injektážním tlakem (Blom, 2002a, s. 122)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 202-205, s. 212-213); (DAUB, 2013, s. 20-21, s. 25-26); (Wittke, a kol., 2007, s. 233-244, s. 280-286, s. 294-298, s. 350-354); (ITA working group No. 2, 2000, s. 311); (Blom, 2002a, s. 69-73); (Fabozzi, 2017, s. 47-54); (Do, 2014, s. 124, s. 126); (De Waal, 1999, s. 117-124, s. 127, s. 129); (A.F.T.E.S., 1999, s. 18-19).

21 Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení

Dlouhodobou stabilitou ostění se rozumí odolnost betonového prstence vůči všem vnějším účinkům především od působícího tlaku horninového masivu a podzemní vody. Těmto a mnoha dalším trvalým zatížením se říká obecně zatížení provozní. Pokud se podzemní stavba nachází v seizmicky aktivní oblasti, je nezbytné s tímto aspektem také počítat.

21.1 Rozhodující zatěžovací stavy

Níže budou popsány základní běžné dlouhodobé zatěžovací stavy, na jejichž účinky je nutné segmentové ostění navrhnut.

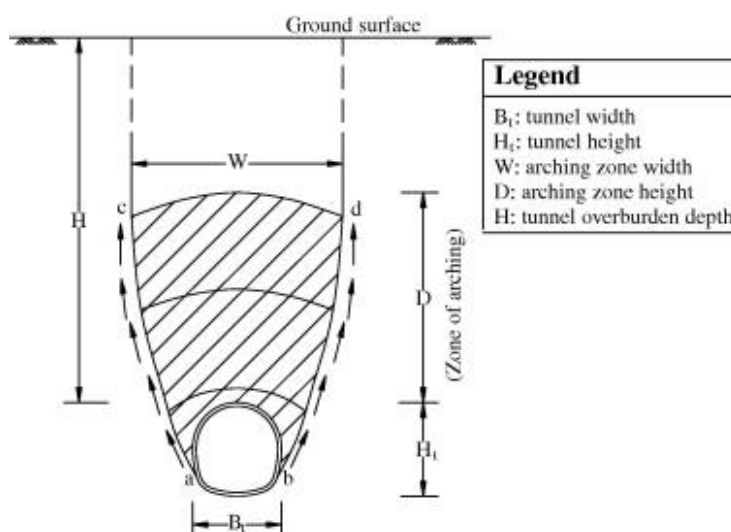
21.1.1 Vlastní tíha

V tomto zatěžovacím stavu by měla být zahrnuta tíha segmentového ostění spolu s jeho veškerým příslušenstvím a stálým tunelovým vybavením. Vzhledem k vysoké objemové hmotnosti betonu, může být ve výpočtech tíha příslušenství zanedbána. V případě tunelového vybavení je situace složitější a vždy závisí na konkrétním projektu a konkrétním typu vybavení (například větrací ventilátory). Vlastní tíha segmentového ostění obvykle není v porovnání s ostatními zatěžovacími stavy rozhodující a vstupuje do jednotlivých kombinací jako stálé zatížení.

Při souvislém podepření celého prstence ostění a dostatečně vyzrálé injektážní hmotě nezpůsobuje výrazné namáhání ostění. V opačném případě je tento účinek třeba posoudit individuálně viz kapitola **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů. Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**

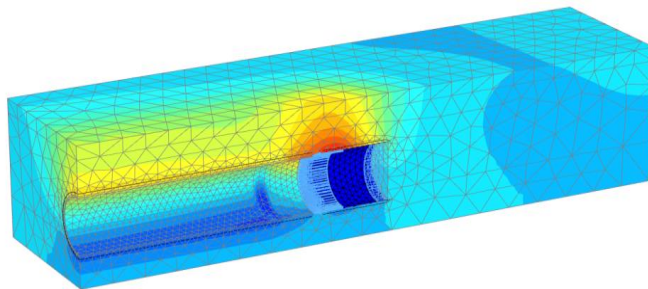
21.1.2 Tlak horninového masivu

Pokud jsou použity pro analýzu segmentového ostění zjednodušené prutové modely, je zatížení horninového masivu do výpočetního modelu zaváděno explicitně konkrétní hodnotou jako vnější spojité zatížení. Pro výšku nadloží, která odpovídá přibližně dvou průměrům raženého díla se obvykle nevytvoří nosná horninová klenba. Pak je možné zjednodušeně uvažovat horninový tlak odvozený na základě tíhy plného nadloží. V případě vyššího nadloží je ke stanovení zatížení použita obvykle redukce zatížení například pomocí Terzaghiho teorie, kdy na ostění nepůsobí plná tíha nadloží, ale pouze část rozvolněné horniny po vzniku horninové klenby.



Obr. 233: Rozvolněná hornina tlačící na tunelové ostění dle Terzaghiho teorie (Ground surface – povrch terénu, Zone of arching – zóna působení, Legend – legenda, Tunnel width – šířka tunelu, Tunnel height – výška tunelu, Arching zone width – šířka horninové klenby, Arching zone height – výška horninové klenby, Tunnel overburden depth – výška nadloží) (ITA working group No. 2, 2000, s. 310)

Jestliže se pro posouzení segmentového ostění využijí složitější numerické modely kontinua, je situace komplikovanější a zatížení vychází vždy ze vzájemné napjatostně-deformační interakce mezi horninovým masivem a segmentovým ostěním. Z reálného chování horninového masivu pozorovaného v průběhu ražeb je zřejmé, že určité deformace probíhají již před samotnou čelbou (viz Obr. 234). Jedině komplexní 3D numerický výpočet je schopen tuto prostorovou redistribuci napjatosti postihnout a aplikovat na segmentové ostění „správný“ horninový tlak.

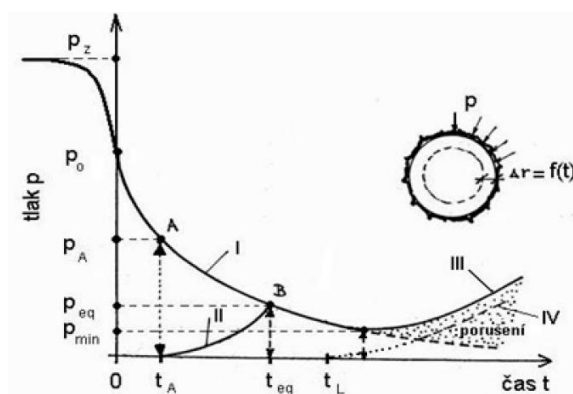


Obr. 234: Svislé deformace masivu při 3D simulování ražeb pomocí EPB štítu (PLAXIS tutorial lesson 5)

V běžné praxi stále převládá z hlediska úspory času i výpočetních kapacit simulování ražeb pomocí 2D numerického modelu za podmínek rovinné deformace. Pak je nutné výše zmíněné prostorové působení a deformace horninového masivu před instalací ostění do výpočetního modelu určitým způsobem zavést.

V případě 3D modelování je z hlediska vzniku podélné horninové klenby důležité znát také reálnou délku tunelovacího stroje.

Pro pochopení redistribuce napjatosti v okolí výrubu v průběhu ražeb je klíčová tzv. Fenner-Pacherova křivka (viz Obr. 235). Jedná se o závislost napjatosti na hranici výrubu (reakce horninového masivu) a deformace v daném místě (v závislosti na čase). Sledovaný bod bude vrchol klenby. Před provedením jakéhokoli zásahu je radiální deformace v místě ostění nulová a působí zde pouze zatížení rovné primární napjatosti (hladina p_z). Jestliže se začíná čelba přibližovat ke sledovanému místu, začínají se měnit i napjatostně-deformační podmínky (viz křivka I) a zatížení klesne až na hodnotu p_0 , která odpovídá času provedení výrubu. Po vyražení celého profilu započne instalace ostění v čase t_A . S postupem času se ostění postupně aktivuje (křivka II). Mezitím dochází stále k postupnému snižování velikosti horninového tlaku a nárůstu konvergencí výrubu. V bodě B, kde se obě křivky (I a II) protnou, nastává rovnováha. Horninový masiv tlačí na ostění silou p_{eq} a ostění je již schopné právě tomuto tlaku odolávat. Jestliže by byl ponechán výrub bez podpory příliš dlouho a kvalita horninového masivu by pro takovýto stav nebyla dostatečná, docházelo by k postupnému dalšímu rozvolňování horniny, vzniku plastických zón a opětovnému nárůstu horninového tlaku na ostění (viz křivka III). Pokud by naopak bylo instalováno ostění příliš pozdě (viz křivka IV), nenastala by rovnováha nikdy a mohlo by opět dojít ke kolapsu ostění a porušení masivu.



Obr. 235: Fenner-Pacherova křivka (Barták, a kol., 2011, s. 87)

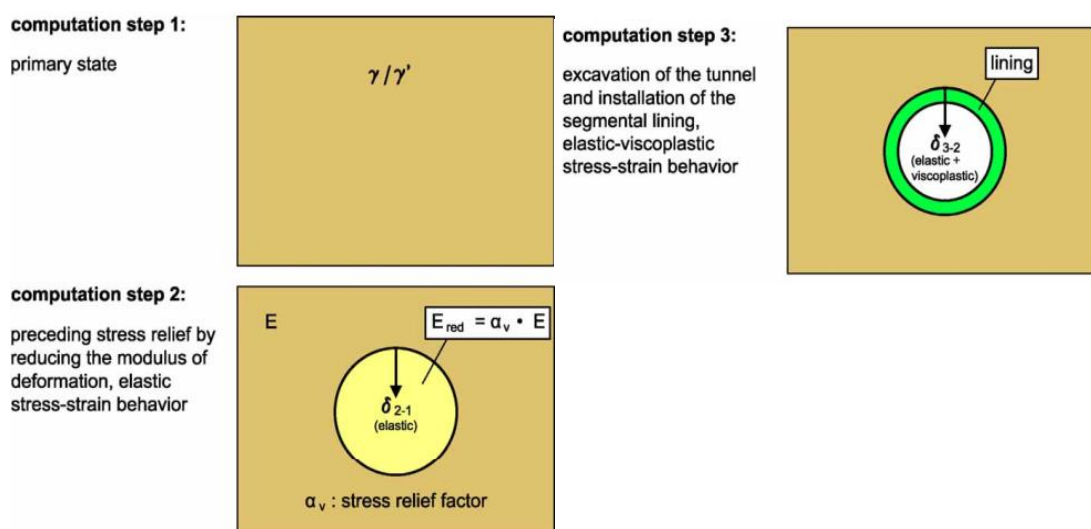
21 Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení

Existuje nespočet metod, jak toto prostorové chování horninového masivu ve 2D výpočtech simulovat. Záleží především na možnostech daného výpočetního programu. V praxi se ale nejčastěji používají následující dva přístupy, jež umožňuje reálně využít téměř každý komerčně dostupný software:

- Metoda změkčení jádra výrubu (PSM method – progressive softening method)
- Metoda podpůrných napětí kolem výrubu (CCM method – convergence confinement method)

Níže jsou popsány a znázorněny jednotlivé výpočetní kroky při tvorbě 2D numerického modelu (viz Obr. 236) se zavedením předpokladů Metody změkčení jádra:

1. První výpočetní krok představuje stav primární napjatosti, stav v dostatečné vzdálenosti před čelbou. Působí pouze vlastní tíha horninového masivu.
2. Druhý výpočetní krok zohledňuje vliv redistribuce napjatosti horninového masivu, která nastane mezi čelbou a tunelovacím strojem do chvíle, než je instalováno ostění.
3. V třetím výpočetním kroku je provedeno odstranění materiálu v oblasti výrubu a instalováno segmentové ostění, do již deformovaného horninového masivu. Na ostění působí zbytek z nevyrovnaných sil po odstranění materiálu mezi kroky 2 a 3.

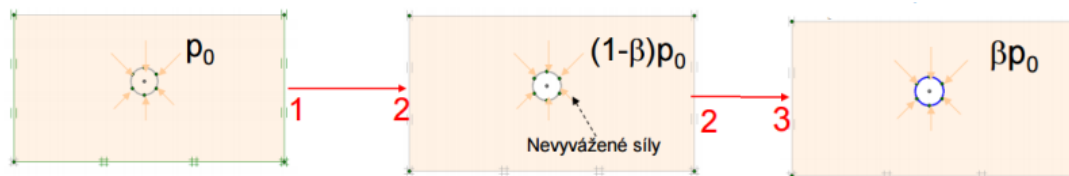


Obr. 236: Výpočetní kroky ke stanovení zatížení horninovým masivem (Computation step – výpočtový krok, Primary state – stav primární napjatosti, Preceding stress relief by reducing the modulus of deformation, elastic stress-strain behavior – uvolnění napětí snížením deformačního modulu, pružné napjatostně-deformační chování, Stress relief factor – míra snížení napětí, Excavation of the tunnel and installation of the segmental lining, elastic-viscoplastic stress-strain behavior – provedení výrubu a montáž segmentového ostění, elasto-viskoplastické napjatostně-deformační chování) (Wittke, a kol., 2007, s. 325)

Zástupcem druhé metody je zde tzv. β metoda (někdy též nazývaná metoda exkavace). Jednotlivé kroky výpočtu jsou popsány níže (viz Obr. 237):

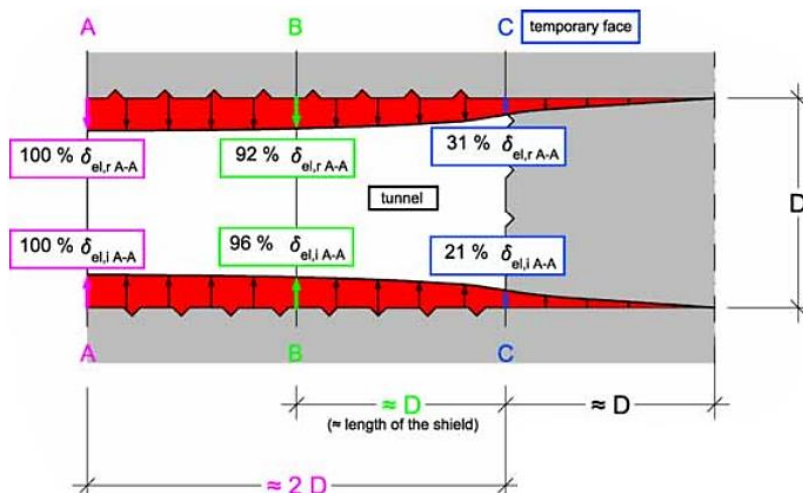
1. První výpočetní krok je shodný s metodou změkčeného jádra.
2. V druhé fázi je odebrán materiál výrubu. Tato metoda uvažuje, že jsou nevyvážené síly primární napjatosti p_0 rozděleny do dvou částí. První část o velikosti $(1 - \beta) \cdot p_0$ je aplikována na horninový masiv oslabený neobezdřeným výrubem. Prakticky ale výpočetní model zatíží hranici výrubu zatížením $\beta \cdot p_0$ směrem do horninového masivu.
3. Ve třetí výpočetní fázi je namodelováno segmentové ostění, na které působí zbylá část nevyvážených sil primární napjatosti $\beta \cdot p_0$.

21 Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení



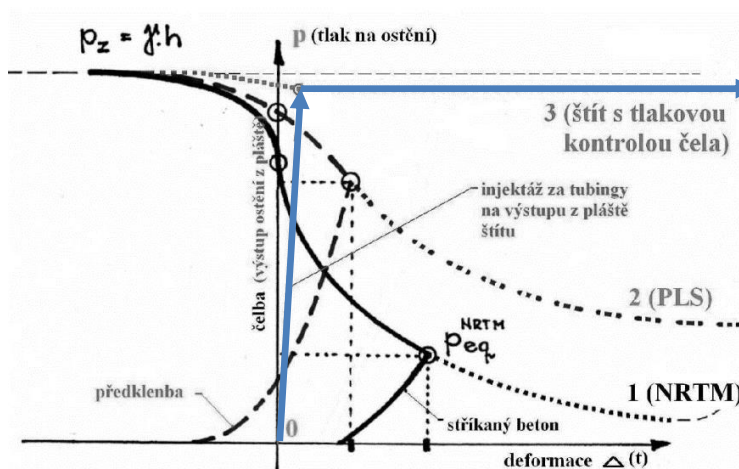
Obr. 237: Výpočetní kroky při metodě exkavace

V případě metody změkčení jádra uživatel manuálně zadává, jakou měrou v druhé výpočetní fázi jádro změkčí. U metody exkavace zase určuje, jak velká část zatížení bude působit na nevystrojený výrub a jaká poté na ostění. Obě veličiny se fakticky mění i po obvodu ostění a závisí mimo jiné především na rychlosti provádění ražeb a deformačních projevech horninového masivu. Měly by být kalibrovány buď na základě 3D výpočtů (viz Obr. 238), srovnatelnou zkušeností z obdobných projektů nebo laboratorním měřením vlastností horninového masivu. Velkou měrou také závisí na inženýrském citu statika.



Obr. 238: Příklad stanovení průběhu elastických deformací na základě 3D výpočtu (Tunnel – tunel, Temporary face – čelba, Length of the shield – délka pláště štítu) (Wittke, a kol., 2007, s. 326)

Poznámka k Obr. 238: Je vidět, že přibližně 30 % elastických deformací proběhne již před dočasnou čelbou. Ve vzdálenosti průměru výrubu je to již cca 90 %. Vždy ale záleží na konkrétních vlastnostech horninového masivu, stavu primární napjatosti a geometrii výrubu.

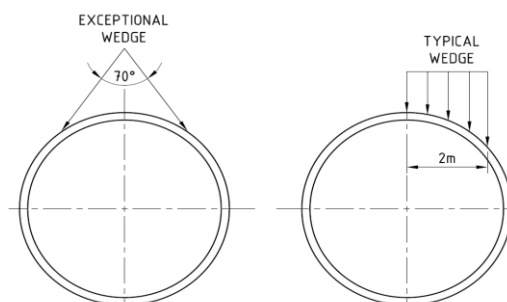


Obr. 239: Fenner-Pacherova křivka pro základní tunelovací metody (Barták, a kol., 2011, s. 89)

V případě mechanizovaného tunelování je ostění instalováno téměř ihned po provedení výrubu. Příznivě na deformace před čelbou působí její aktivní podpora. Horninový masiv nemá moc prostoru zrelaxovat, deformovat se a tím snížit namáhání, kterým bude působit na ostění, jako je tomu například u NRTM. Vše je dobře patrné z Fenner-Pacherovy křivky pro

jednotlivé tunelovací metody (viz Obr. 239). Cenou za nízké hodnoty deformací výrubu a v důsledku i sedání terénu jsou vysoké hodnoty zatížení segmentového ostění, které je nutné ve statickém výpočtu uvážit.

Ve statických výpočtech se běžně posuzuje také zatížení od klínu horniny (viz Obr. 240), který působí na ostění samostatně, obvykle ve vrcholu klenby. Velikost a dosah klínu je obvykle stanoven v konkrétním návrhovém předpisu.



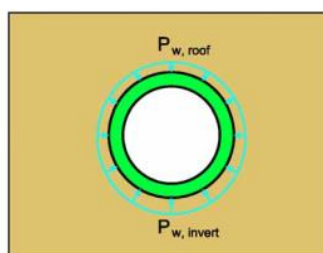
Obr. 240: Příklad zatížení ostění klínem horniny (tzv. wedge loading) (Exceptional – mimořádný, Typical – typický (charakteristický)) (HOCHTIEF ©2019)

21.1.3 Zatížení vodním tlakem

Zatížení vodním tlakem může působit v obou směrech. V případě tlakových vodovodních přivaděčů působí vnitřní vodní tlak směrem do horninového masivu. U dopravních tunelů jsou hodnoceny účinky vnějšího tlakového působení podzemní vody. V případě ražby v zeminách, nebo pokud je rozměr puklin horninového masivu řádově menší než rozměr výrubu, je vhodnou aproximací vodního tlaku spojitě radiální zatížení působící vně na segmentové ostění (viz Obr. 241). Problém může být se vztlakem tam, kde ražba probíhá s malým nadloží v plně saturovaném prostředí. Zde hrozí riziko vyplavání tubusu tunelu.

Některé výpočetní programy umožňují generovat hydrostatický tlak na základě zadání výška hladiny podzemní vody, jiné umí provést složitý výpočet proudění podzemní vody a těmito tlaky segmentové ostění zatížit.

application of water pressure on the segmental lining (rock mass beneath the groundwater table subjected to uplift)



Obr. 241: Zatížení ostění vodním tlakem (Application of water pressure on the segment lining (rock mass beneath the groundwater table subjected to uplift) – zavedení tlaku podzemní vody na segmentové ostění (horninový masiv pod hladinou podzemní vody vystavený vztlaku)) (Wittke, a kol., 2007, s. 325)

V současné době je nejčastější provádět výpočet účinků těchto tří stálých zatěžovacího stavu (vlastní tíha, zatížení horninovým masivem a vodním tlakem) v jednom společném numerickém modelu. Nesmí se ale zapomenout uvažovat tíhu zeminy, respektive horniny nadlehčované vodou. Oddělené výpočty bez vzájemné interakce často vedou k většímu namáhání a tím konzervativnímu návrhu segmentového ostění.

21.1.4 Zatížení bobtnáním

Zatížení bobtnáním se zjednodušeně zavádí jako zatížení invertu tunelu. V každém případě lze použít sofistikované materiálové modely, které tento vliv umí vzít v úvahu pro celé okolí výrubu.

21.1.5 Zatížení změnou teploty konstrukce

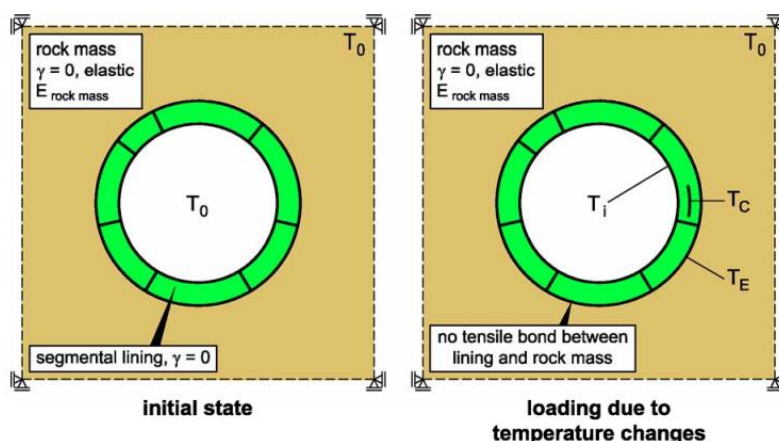
V tomto zatěžovacím stavu je stanoven vliv změn teploty segmentového ostění po jeho sestavení vlivem především klimatických změn. Rozhodující je roční období, obvykle se posuzuje zatěžovací stav „oteplení v létě“ a „ochlazení v zimě“, a vzdálenost zkoumaného příčného řezu od tunelového portálu. V konkrétní normě (viz Tab. 5) jsou pak předepsány teploty vnitřního, vnějšího povrchu a střednice prvku. Důležité je také určit výchozí stav, který se obvykle určuje v našich podmínkách teplotou 10 °C.

Tab. 5: Průběh teplot dle Guideline 853 (DB Netz 2003) (Railroad tunnels (except for urban railway tunnels) – železniční podzemní stavby (s výjimkou městských železničních tunelů), Plane – úroveň (místo na příčném řezu), Summer – léto, Winter – zima, External – vnější, Central – střední, Internal – vnitřní, Covered tunnel between portal and 200 m from portal – úsek tunelu na portálu a 200 m od portálu, Covered tunnel from 200 m to 1000 m from portal – úsek tunelu od 200 m do 1000 m od portálu, Covered tunnel more than 1000 m from portal – úsek tunelu více jak 1000 m od portálu, Temperature of installation – teplota při montáži ostění) (Wittke, a kol., 2007, 336)

railroad tunnels (except for urban railway tunnels)			
	plane	summer [°C]	winter [°C]
covered tunnel between portal and 200 m from portal	external plane T_E	+ 15	- 5
	central plane T_C	+ 20	- 10
	internal plane T_i	+ 25	- 15
covered tunnel from 200 m to 1000 m from portal	external plane T_E	+ 10	+ 5
	central plane T_C	+ 15	0
	internal plane T_i	+ 20	- 5
covered tunnel more than 1000 m from portal	external plane T_E	+ 10	+ 5
	central plane T_C	+ 12.5	+ 2.5
	internal plane T_i	+ 15	0
urban railway tunnels			
covered tunnel between portal and 200 m from portal	external plane T_E	+ 15	- 5
	central plane T_C	+ 20	0
	internal plane T_i	+ 25	+ 5
covered tunnel more than 200 m from portal	external plane T_E	+ 10	+ 5
	central plane T_C	+ 15	+ 7.5
	internal plane T_i	+ 20	+ 10

temperature of installation $T_0 = 10^\circ \text{C}$

Výpočet lze opět v závislosti na výpočetním programu provádět společně s předchozími zatěžovacími stavy nebo odděleně, jak je vidět na Obr. 242. Doporučuje se provádět výpočet odděleně, protože je nutné účinky teplotních zatížení (jako zatížení proměnné) násobit jinými bezpečnostními koeficienty.

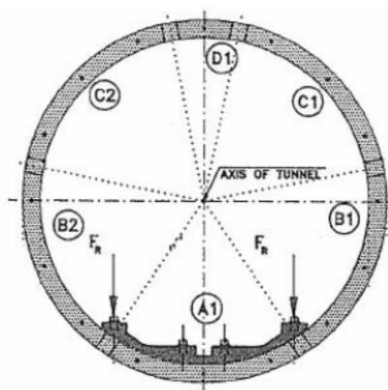


Obr. 242: Zavedení zatížení teplotou do numerického modelu (Initial state – počáteční stav, Loading due to temperature changes – zatížení vlivem teplotních změn, Rock mass – horninový masiv, Elastic – pružný, Segmental lining – segmentové ostění, No tensile bond between lining and rock mass – vyloučené tahové působení mezi ostěním a horninovým masivem) (Wittke, a kol., 2007, s. 336)

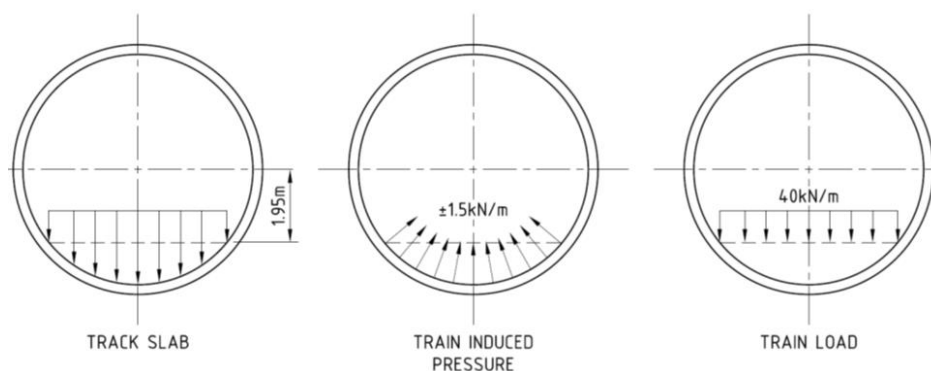
Účinky zatížení teplotními změnami závisí na tuhosti uložení ostění, rozdílu (gradientu) teplot konstrukce a tuhosti samotného ostění. Jsou obvykle doprovázeny normálovými silami a ohybovým momentem v případě nerovnoměrného teplotního zatížení.

21.1.6 Zatížení od dopravy v tunelu a tunelového vybavení

Striktně vzato by do statického výpočtu měly být zahrnuty všechny zatěžovací stavy, které během životnosti ostění mohou nastat. Jedná se například o zatížení dopravou v tunelu (viz Obr. 243 a Obr. 244), tunelovým vybavením apod. V porovnání s ostatními dlouhotrvajícími zatíženími je jejich velikost téměř zanedbatelná a nebývá zvykem tyto zatěžovací stavy do statického posudku zahrnovat.



Obr. 243: Zatížení ostění dopravou v tunelu (ITA working group No. 2, 2000, s. 309-311)



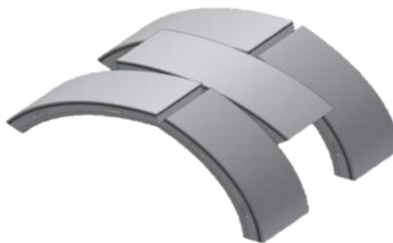
Obr. 244: Zatěžovací stavy segmentového ostění dopravou v tunelu (metro) (Track slab – pevná jízdní dráha, Train induced pressure – sání vyvolané vlakem, Train load – zatížení vlakem) (HOCHTIEF ©2019)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Wittke, a kol., 2007, s. 324-337); (ITA working group No. 2, 2000, s. 309-311); (Do, 2014, s. 95-108); (Barták, a kol., 2011, s. 88-90).

22 Analýza chování a výpočetní modely segmentového ostění

Nejvýznamnějším specifikem ostění mechanizovaně ražených tunelů je jeho rozdělení na jednotlivé segmenty a přítomnost určitého typu spojů mezi nimi. V textu níže se omezíme na uspořádání segmentového ostění s neprůběžnou podélnou spárou, které je v současné době výhradně užívané. Segmentové ostění nemá ohybovou tuhost celistvého nekončného válce s konstantní tloušťkou stěny ani izolovaného prstence s klouby v místech jednotlivých spojů mezi segmenty. Reálné ostění s nesouvislou podélnou spárou má tuhost někde mezi těmito dvěma okrajovými případy. Z tohoto důvodu je vhodné vliv podélných a příčných spojů do numerického modelu určitým způsobem zavést. Druhou skutečností je, že se ostění chová jako 3D konstrukce, jejíž tuhost značnou měrou ovlivňuje také poměr mezi tuhostí spoje v příčném a podélném spoji. Čím větší je rotační tuhost v podélném spoji, tím je menší vliv vzájemného propojení mezi sousedními prstenci ostění v podélném směru a naopak.

Stanovení správné tuhosti ostění jako celku je hlavním klíčem k získání reálných hodnot vnitřních sil, respektive napětí a přetvoření ostění, které závisí přímo na typu a počtu podélných a příčných spojů mezi segmenty. Na základě těchto veličin pak může být navrženo dostatečně únosné a zároveň ekonomické tunelové ostění.



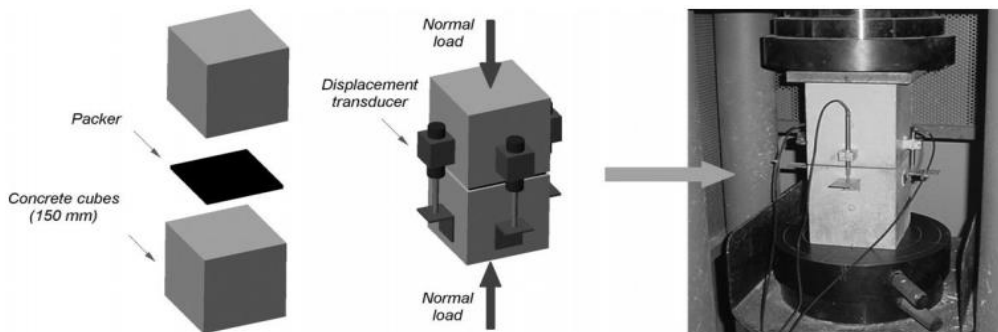
Obr. 245: Deformovaný tvar segmentového ostění (zkresleno) (DAUB, 2013, s. 23)

22.1 Experimentální a numerické analýzy segmentového ostění

Než budou představeny možné způsoby posuzování segmentového ostění a zavedení vlivu spojů do numerického modelu, tak je vhodné seznámit se s výsledky experimentálních měření, výpočtů a pokusů provedených k poznání chování spojů mezi sousedními segmenty a prostorového chování ostění.

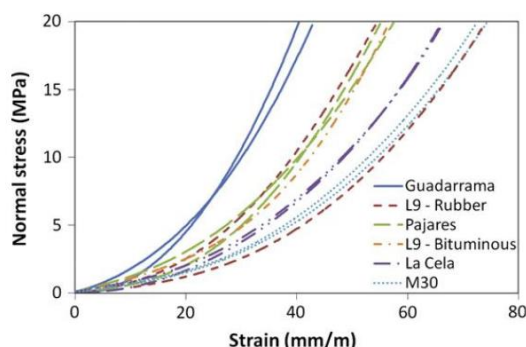
22.1.1 Normálová tuhost spoje mezi segmenty

Aby se předešlo vzniku extrémních kontaktních napětí při působení tlakové síly na styku dvou nedokonale hladkých betonových povrchů, vkládají se do příčných spojů mezi prstence ostění roznášecí desky. Tyto desky jsou obvykle snadno deformovatelné a vyrovnávají výrobní a montážní nepřesnosti. Více v kapitole 16.6 *Roznášecí podložky*. Cavalaro a Aguado (2011) provedli experiment (viz Obr. 246) ke stanovení normálové tuhosti různých materiálů používaných jako roznášecí podložky.



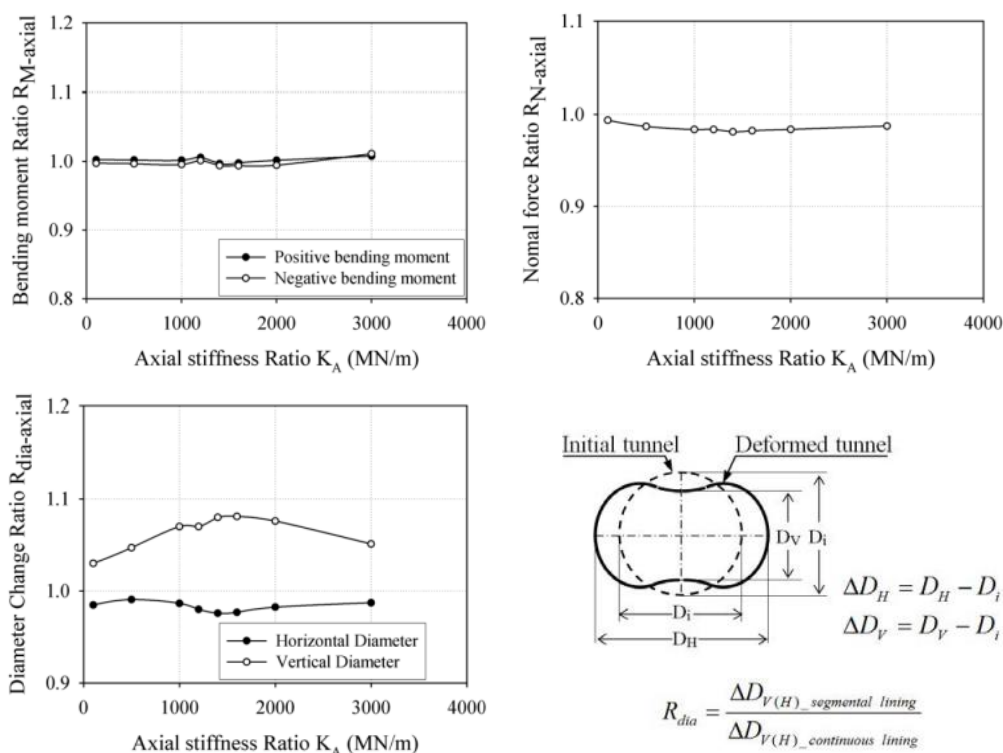
Obr. 246: Uspořádání experimentu ke stanovení normálové tuhosti tlakových podložek (Packer – tlaková podložka, Concrete cubes – betonové kostky, Normal load – normálové zatížení, Displacement transducer – snímač posunů) (Do, 2014, 28)

Za pomoci následujícího grafu (viz Obr. 246), je možné stanovit, při dané hladině působícího normálového napětí, přibližnou normálovou tuhost daného materiálu.



Obr. 247: Normálové pracovní diagramy různých materiálů používaných pro roznášecí tlakové podložky (Normal stress – normálové napětí, Strain – přetvoření) (Do, 2014, s. 29)

K ověření teze, že normálová tuhost podélného spoje nemá na segmentové ostění téměř žádný vliv, provedl Do (2014) řadu numerických výpočtů. Uvažoval 0,4 m tlusté ostění složené ze šesti segmentů (první spára v místě vrcholu horní klenby). Vnější průměr ostění 9,1 m. Koeficient bočního tahu v klidu 0,5. Na Obr. 248 je vyneseno poměr extrémního ohybového momentu, normálové síly a změn ve velikosti průměru vztažených k těmto veličinám spočteným na ostění s nekonečně tuhým normálovým podélným spojem. Na vodorovné ose je vynesena normálová tuhost uvažovaná ve výpočtu. Výsledky experimentů jasně potvrzují původní tezi, že normálová tuhost podélného spoje nemá na průběh namáhání téměř žádný vliv.

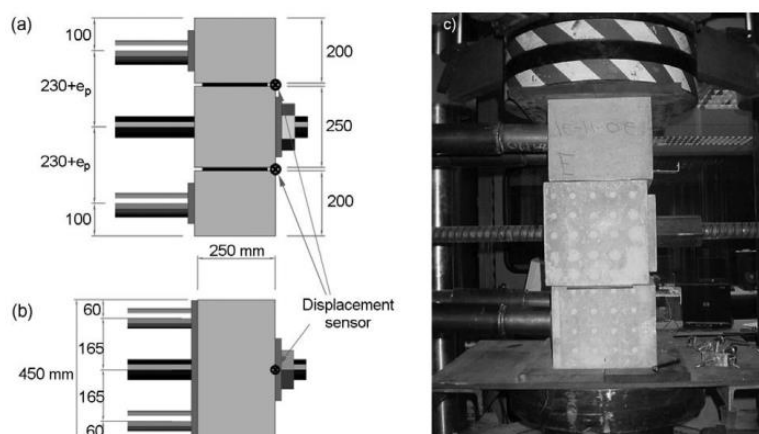


Obr. 248: Vlevo nahoře závislost normálové tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo nahoře závislost na poměrné normálové síle; dole závislost mezi poměrnou vodorovnou a svislou deformací ostění (Axial stiffness ratio – poměr normálové tuhosti spoje, Bending moment ratio – poměr ohybových momentů, Positive bending moment – kladný ohybový moment, Negative bending moment – záporný ohybový moment, Normal force ratio – poměr normálových sil, Diameter change ratio – poměr radiálních deformací, Horizontal diameter – vodorovný průměr, Vertical diameter – svislý průměr, Initial tunnel – nedeformovaný tvar, Deformed tunnel – deformovaný tunel) (Do, 2014, s. 84)

22.1.2 Smyková tuhost spoje mezi segmenty

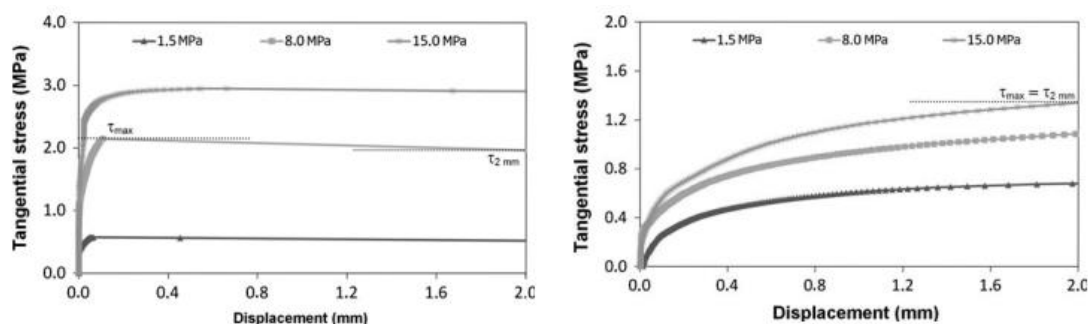
Ke stanovení smykové tuhosti roznášecích desek a styku mezi sousedními segmenty se obvykle používá sdružený experiment kombinace tlakového a smykového namáhání (viz Obr. 249 vpravo). Mezi tři krychle je umístěn zkoumaný materiál o reálné tloušťce. Poté jsou vzorky stlačeny na určitou hladinu normálového napětí a následně probíhá vytlačování prostředního vzorku ze sevření sousedních krychlí. Výsledkem je závislost mezi smykovým napětím a posunem při působení určité tlakové normálové síly. Tento průběh je obvykle nahrazován průběhem bilineárním (viz Obr. 255).

Opět byla provedena dle *Cavalaro a Aguado (2011)* řada laboratorních experimentů (viz Obr. 249) ke stanovení smykové tuhosti běžně užívaných materiálů.

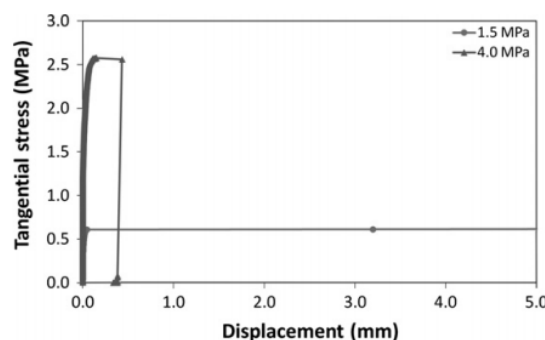


Obr. 249: Uspořádání experimentu ke stanovení smykové tuhosti spoje mezi segmenty (Displacement sensor – snímač deformací) (Do, 2014, 29)

Z výsledku pokusů je zřejmé že jak pro gumové (viz Obr. 250 vlevo), tak i pro bitumenové pásy (viz Obr. 250 vpravo) je zřetelná určitá smyková plastická mez chování, která nastává při hodnotě smykového přetvoření cca 2,0 mm.



Obr. 250: Pracovní diagram gumového (vlevo) a bitumenového (vpravo) pásu ve smyku v kombinaci s tlakovým zatížením (Tangential stress – smykové napětí, Displacement – posunutí) (Do, 2014, s. 30)

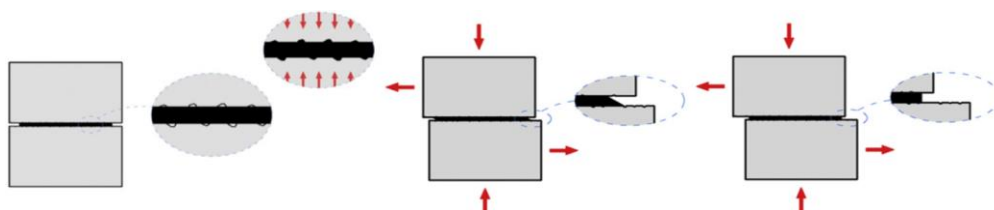


Obr. 251: Pracovní diagram přímého kontaktu beton-beton ve smyku v kombinaci s tlakovým zatížením (Tangential stress – smykové napětí, Displacement – posunutí) (Do, 2014, s. 30)

Zatěžování byl podroben i vzorek bez vložených kontaktních pásek (viz Obr. 251), byl tedy modelován přímý kontakt beton – beton. Na počátku zatěžování je charakterizován vysokou tuhostí. Koeficient tření se pohybuje v rozmezí 0,5 až 0,6. Při působení větších deformací, ale již dochází k prokluzu.

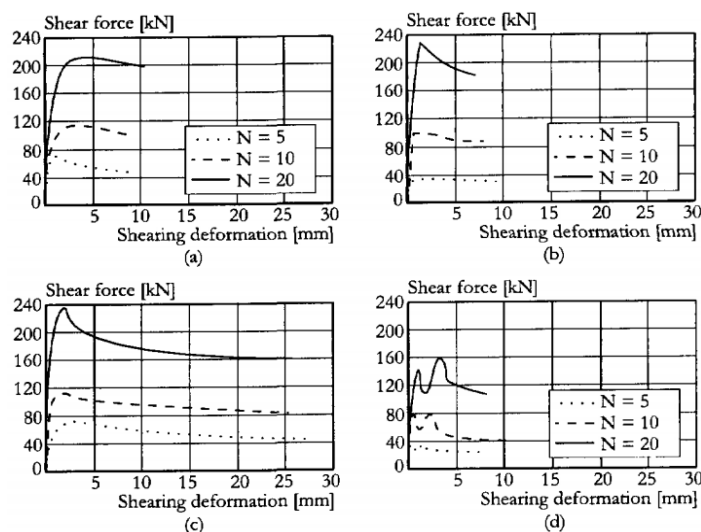
Důležité je při statické analýze redukovat výsledný materiálové charakteristiky jako například součinitel tření díky relaxaci a dlouhodobým vlastnostem. Například u dřevotřískových desek je velice významná jejich trvanlivost. Významné také je, aby po deformaci roznášecího prvku osovou silou (normálovým napětím) zůstala určitá reziduální tloušťka roznášecí podložky. Obvykle je dobré dosáhnout alespoň hodnoty několika milimetrů.

Při zkoušení odlišných materiálů byl zaznamenán efekt smykového zamknutí v důsledku vtačování poddajného materiálu roznášecích desek do nerovného povrchu betonového vzorku (viz Obr. 264 vlevo), který generuje určitý „kotevní účinek“. Z hlediska smykového porušení lze rozlišit dva základní mechanismy porušení na základě slabšího článku. Jestliže je smykovým napětím překročena smyková únosnost materiálu roznášecích desek, dojde k jeho postupnému plastickému přetváření (viz Obr. 264 uprostřed). Pokud je naopak působící smykové napětí menší než pevnost spoje roznášecí desky, dojde k porušení usmýknutím podél jedné ze styčných ploch (viz Obr. 264 vpravo). Otázkou je, jak smykovou pevnost ovlivní materiál lepidla. O výsledné smykové pevnosti bude vždy rozhodovat nejslabší článek. Proto je důležité volit vysoko-soudržná lepidla a používat co nejtenčí vrstvy lepidla.



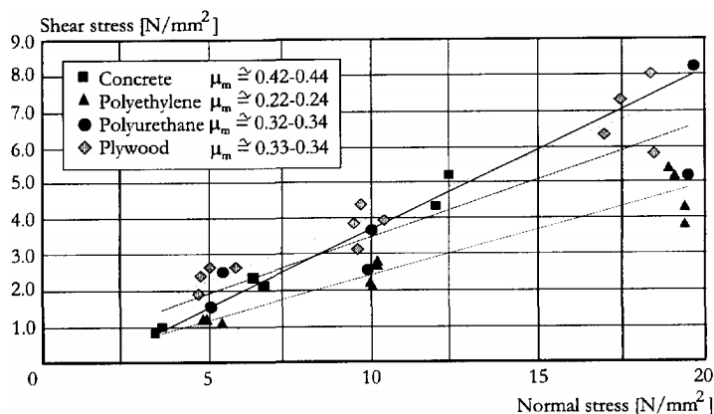
Obr. 252: Vlevo efekt smykového zámku; vpravo a uprostřed základní mechanismy porušení při zkoušení spoje s vloženými roznášecími deskami (Fabozzi, 2017, s. 10)

De Waal (1999) provedl obdobné experimenty dle analogického zatěžovacího schématu jako Cavalaro a Aguado (2011). Mezi tři krychle o straně 150 mm byly vloženy 2 mm tlusté roznášecí desky o celkové ploše 120 mm². Zkoumány byly tři různé materiály a přímý styk beton-beton. Vzorky byly vždy stlačeny třemi hladinami normálového napětí. Poté probíhalo zatěžování smykem. Zajímavé je například chování polyuretanových roznášecích desek (viz Obr. 253c), které jsou schopny se po dosažení maximální smykové pevnosti se změkčením ještě značně deformovat.



Obr. 253: Průběh smykové zkoušky – a) překližka, b) přímý styk beton-beton, c) polyuretan, d) polyetylen (Shear force – smyková síla, Shearing deformation – smyková deformace) (De Waal, 1999, s. 75)

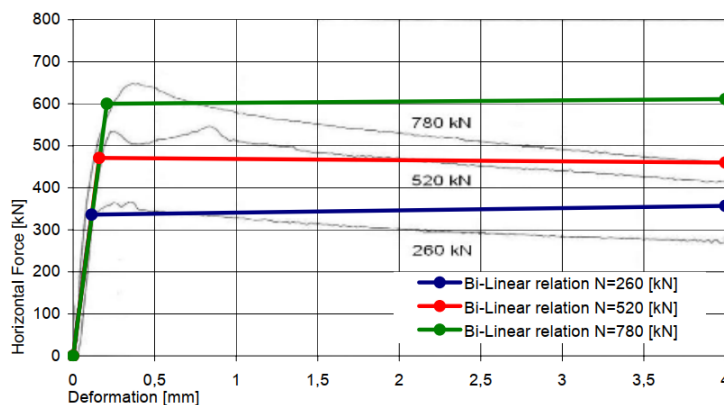
Na základě vrcholových hodnot smykového napětí je pro každou velikost normálového namáhání stanoven koeficient tření těchto materiálů (viz Obr. 254), který odpovídá směrnici proložené lineární závislosti pro jednotlivé zkoušky.



Obr. 254: Stanovení součinitele tření pro materiály roznášecích desek (Shear stress – smykové napětí, Normal stress – normálové napětí, Concrete – beton, Plywood – překližka) (De Waal, 1999, s. 75)

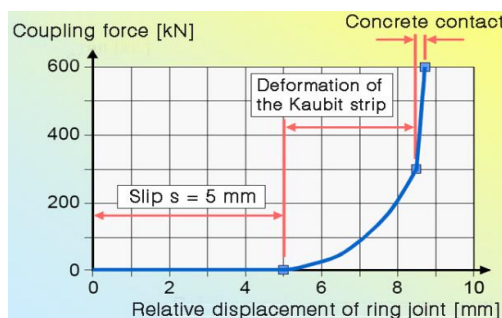
Obdobnou tematikou se zabývali i *Gijsbers a Hordijk (1997)*. Testování probíhalo na bitumenových roznášecích podložkách a na hutněných dřevotřískách. Schéma zkušebního pokusu bylo analogické. Zajímavým poznatkem bylo, že se statický součinitel tření není konstantní, ale s rostoucí normálovou silou mírně klesá. Při testování bitumenových pásků došlo díky jejich materiálovým vlastnostem při působení normálové síly na počátku experimentu k částečnému vytlačení ze spoje (z tloušťky 2,0 mm na 0,2 mm). Bitumen, jako takový, nemá téměř žádnou smykovou tuhost. Díky jeho stlačení se ale do vzájemné interakce dostanou sousední betonové plochy. Přenos normálových a smykových sil tím není soustředěn do míst uložení bitumenových pásků, ale na celou šířku kontaktní plochy. Na spolupůsobení má velký vliv, jak je kontaktní plocha betonu hladká. Výsledky se liší i při různé rychlosti zatěžování. Obvykle čím menší rychlost zatěžování, tím menší odpor proti smykovému namáhání. Tvar zatěžovací křivky odpovídal přibližně Obr. 250 vpravo.

Na rozdíl od bitumenu nedošlo při testování dřevotřísky k dotlačení betonových bloků k sobě (dřevotřísková podložka si zachovala cca polovinu své původní tloušťky). Výsledkem je, že přenášené normálové a smykové síly jsou stále koncentrovány do místa uložení dřevotřísky. Dále je patrný značný vliv výsledného koeficientu tření na velikosti působící normálové síly. Průběh zatěžovací křivky je znázorněn na Obr. 255. Výsledky ukazují, že průměrný koeficient tření odpovídá styku dvou hladkých betonových ploch, tedy 0,3-0,5.



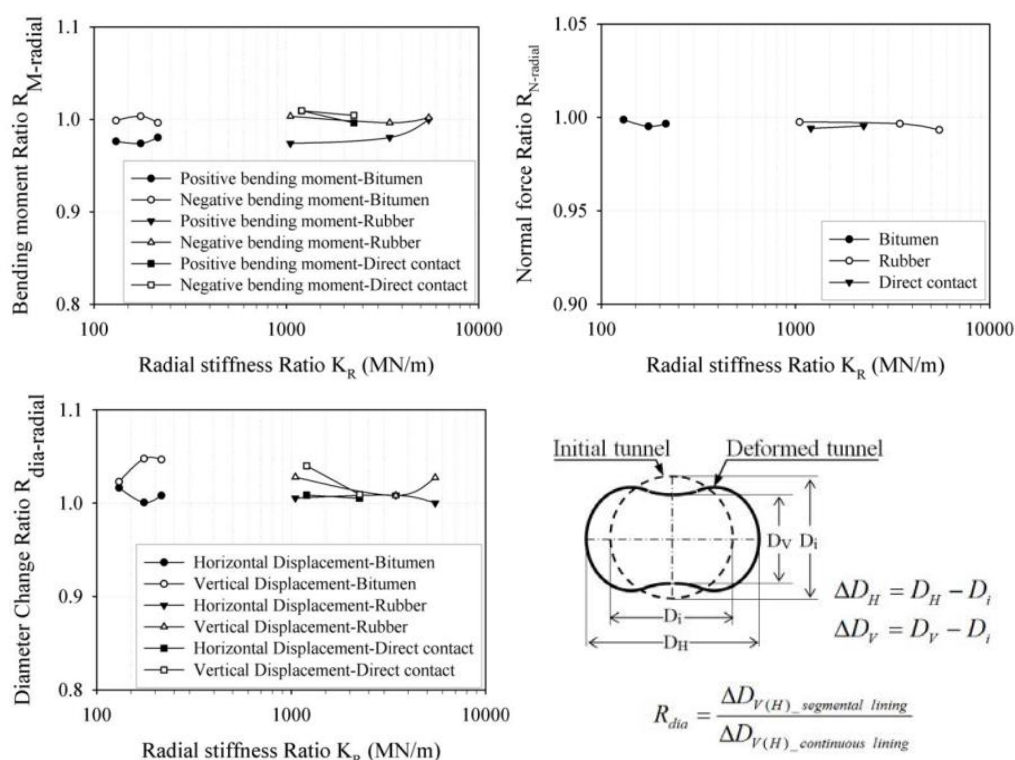
Obr. 255: Experimentálně získané výsledky smykového zatěžování podélného spoje s vloženými dřevotřískovými roznášecími destičkami (Horizontal force – vodorovná síla, Deformation – deformace, Bi-linear relation – bilineární závislost) (Luttikholt, 2007, s. 23)

Na Obr. 256 je znázorněn jiný příklad chování příčného spoje s betonovým čepem a roznášecími bitumenovými pásky. Je zde vidět závislost mezi silami v příčném spoji (coupling forces) a relativní deformací příčného spoje včetně následného kontaktu sousedních betonových prvků.



Obr. 256: Příklad chování příčného spoje s betonovým čepem a roznášecími bitumenovými pásky (Coupling force – vzájemná síla mezi sousedními prstenci, Relative displacement of ring joint – relativní posun v příčném spoji, Slip – prokluz, Deformation of the Kaubit strip – přetváření kaubitové podložky, Concrete contact – kontakt beton-beton) (DAUB, 2013, s. 26)

Na stejném numerickém modelu jako je uveden dříve provedl Do (2014) opět analýzu vlivu rozdílné smykové tuhosti podélného spoje mezi sousedními segmenty v rámci jednoho prstence ostění. Znovu jsou porovnávány poměrné extrémní hodnoty vnitřních sil a deformací vztažené k ostění s nekonečnou smykovou tuhostí v místě podélného spoje.



Obr. 257: Vlevo nahoře závislost smykové tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo nahoře závislost na poměrné normálové síle; dole závislost mezi poměrnou vodorovnou a svislou deformací ostění (Radial stiffness ratio – poměr radiální tuhosti podélného spoje, Direct contact – přímý kontakt, Rubber – guma, Bitumen – bitumen, překlad ostatních pojmů viz Obr. 248) (Do, 2014, s. 85)

Opětovně je možné konstatovat, že smyková tuhost podélného spoje, respektive materiál tlakových podložek, nemá na chování osamělého prstence segmentového ostění téměř žádný vliv. Z hlediska globálního namáhání segmentového ostění má ale smyková tuhost význam při uvažování vzájemného spolupůsobení v příčném spoji mezi sousedními prstenci ostění.

22.1.3 Ohybová tuhost solitérního prstence ostění

Z logiky namáhání prstence ostění příčnými silami plyne, že je nutné věnovat zvýšenou pozornost správnému zavedení rotační tuhosti podélného spoje, neboť normálová ani smyková tuhost nehrají téměř žádnou roli. Nejprve budou uvedeny definice dvou veličin, které jsou v dalším textu používány.

22.1.3.1 Poměrná tuhost spoje a redukční faktor

Řada autorů zavádí bezrozměrnou veličinu nazvanou poměrná tuhost spoje (anglicky rotational stiffness ratio). Důvodem je především, aby bylo možné jednoduše znázornit, jak moc se liší rotační tuhost spoje oproti ohybové tuhosti souvislého ostění.

$$\lambda = \frac{K_{RO} \cdot l}{EI}$$

Rov. 14

kde

- λ je poměrná tuhost spoje
- EI je ohybová tuhost výseku ostění o šířce l (bez vlivu podélných spojů)
- K_{RO} rotační tuhost v místě podélného spoje na metr šířky ostění
- l je šířka ostění (obvykle uvažována jako jednotková).

Další často používanou bezrozměrnou veličinou je redukční faktor (anglicky reduction factor), který je odvozen ze základního předpokladu, že globální ohybová tuhost prstence ostění se zavedením vlivu podélných spojů musí být stejná jako ohybová tuhost celistvého prstence ostění redukovaná právě tímto součinitelem. Své uplatnění nachází především u nepřímých metod zavedení podélných spojů do statických výpočtů.

$$\xi(\eta) = \frac{EI_{eq}}{EI_{full,hom}}$$

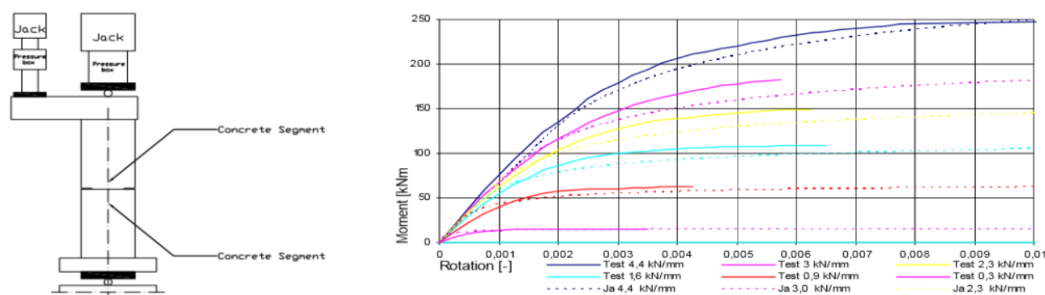
Rov. 15

kde

- ξ (někdy též η) je redukční faktor
- EI_{eq} je ohybová tuhost reálného segmentového ostění (s vlivem podélných spojů)
- $EI_{full,hom}$ je ohybová tuhost ostění bez spojů (souvislého ostění)

22.1.3.2 Výsledky experimentů a numerických výpočtů

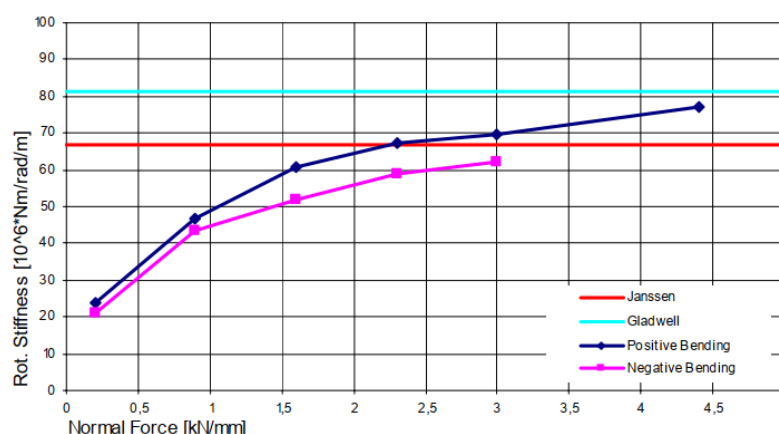
Experimentálním stanovením chování podélného spoje se zabývali v minulosti například *Hordijk a Gijsbers (1996)*. Dva segmenty ostění s přímým podélným stykem (bez roznášecích podložek) byly namáhány narůstajícím ohybovým momentem za různých hladin normálové síly. Schéma experimentu spolu s porovnáním výsledků pokusu se vztahy dle teoretických vztahů odvozených Janssenem (viz kapitola 22.4.1.2 *Model podélného spoje dle předpokladů Jansseny*) jsou vidět na Obr. 258. Výsledky si poměrně dobře odpovídají.



Obr. 258: Porovnání experimentu a teoretického modelu dle Jansseny (Moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Jack – lis, Concrete segment – betonový blok) (Fabozzi, 2017, s. 29)

Pokud za určitého normálového namáhání podélného spoje působí malé ohybové momenty, je spoj celý tlačенý a uzavřený. Nastává pouze malé pootočení v závislosti na velikosti zeslabení v místě kontaktu a tloušťce segmentu. Pokud by se tloušťka spoje blížila k tloušťce segmentu, nebylo by patrné téměř žádné pootočení, došlo by pouze ke zkřivení celého segmentu od působícího ohybového momentu.

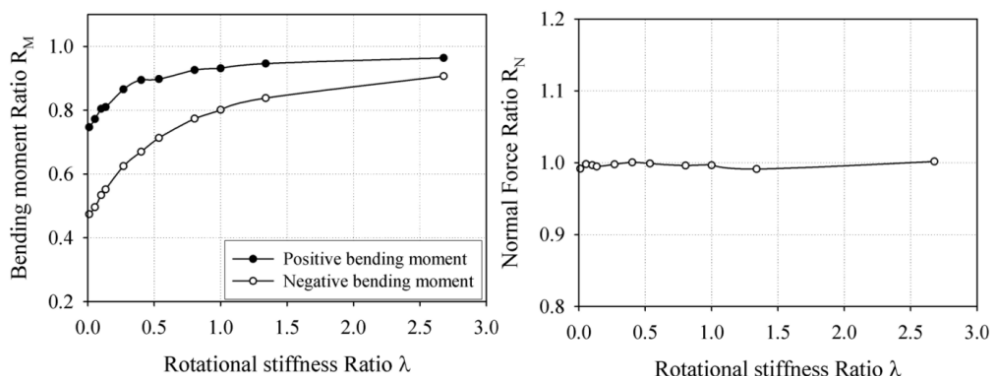
Zajímavé je porovnání počáteční tuhosti, která vykazuje vyšší hodnoty při vyšší působící normálové síle. Teoretické modely chování dle Janssen (viz kapitola 22.4.1.2 *Model podélného spoje dle předpokladů Janssen*) nebo Gladwella (viz kapitola 22.4.1.6 *Model podélného spoje dle předpokladů Gladwella*) uvažují s konstantní počáteční tuhostí (bez vlivu normálové síly) a předpokládají dokonalý kontakt obou segmentů. Rozdíl v působení je dán pravděpodobně výrobními nepřesnostmi v rámci experimentu a lepším dotlačením při působení větších tlaků.



Obr. 259: Počáteční tuhost podélného spoje v závislosti na normálové síle (Rot. stiffness – rotační tuhost, Normal force – normálová síla, Positive bending – kladný ohybový moment, Negative bending – záporný ohybový moment) (Luttikholt, 2007, s. 17)

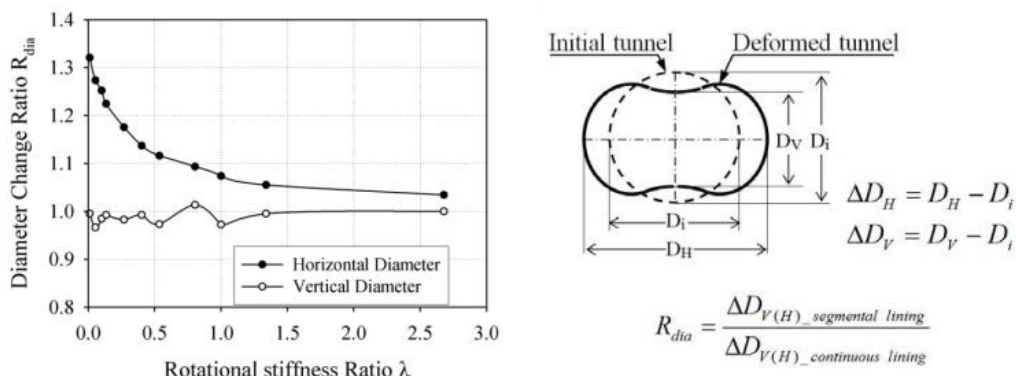
Ve své studii Do (2014) popisuje vliv rotační tuhosti spoje na vnitřní síly. Základem je stejné 0,4m tlusté ostění složené ze šesti segmentů (první spára v místě vrcholu horní klenby). Vnější průměr ostění 9,1 m. Koeficient bočního tahu v klidu 0,5. Maximální ohybový moment a normálovou sílu porovnává s výpočtem ostění bez uvážení vlivu podélných spojů.

Z výsledků výpočtů na Obr. 260 je patrné, že s narůstající rotační tuhostí podélného spoje (respektive poměru tuhosti spoje) stoupá hodnota kladných i záporných ohybových momentů. Potvrzena je také domněnka, že ohybová tuhost nemá téměř žádný vliv na velikost normálové síly.



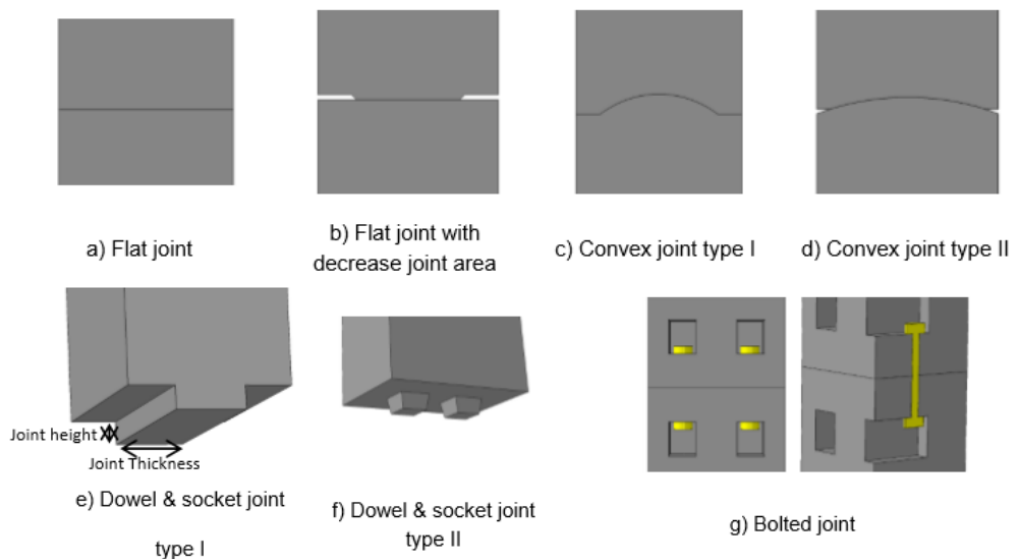
Obr. 260: Vlevo závislost poměrné rotační tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo závislost na poměrné normálové síle (Rotational stiffness ratio – poměr rotační tuhosti spoje, Bending moment ratio – poměr ohybových momentů, Positive bending moment – kladný ohybový moment, Negative bending moment – záporný ohybový moment, Normal force ratio – poměr normálových sil) (Do, 2014, s. 82)

S nárůstem vnitřních sil (rotační tuhosti spojů, a tedy i ostění) souvisí také pokles deformací. Na následujícím schématu (Obr. 261) je vidět, jak se s poměrem tuhosti spojů mění vodorovná, respektive svislá změna průměru ostění. Opět vztaženo k deformovanému průměru souvislého ostění.



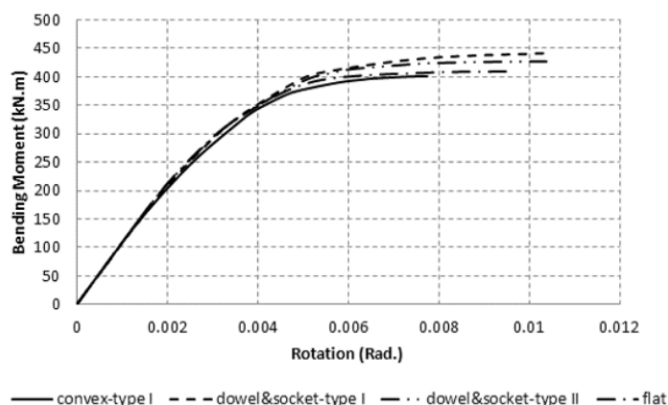
Obr. 261: Závislost mezi vodorovnou a svislou změnou deformace ostění vztažené k poměru rotační tuhosti podélného spoje (Rotational stiffness ratio – poměr rotační tuhosti spoje, Diameter change ratio – poměr radiálních deformací, Horizontal diameter – vodorovný průměr, Vertical diameter – svislý průměr, Initial tunnel – nedeformovaný tvar, Deformed tunnel – deformovaný tunel) (Do, 2014, s. 82)

Majdi a kol. (2016) provedl řadu pokročilých numerických výpočtů simulujících chování ostění při použití rozdílného typu spoje (viz Obr. 262). Výpočty byly realizovány v 3D numerickém modelu sestaveném v programu ABAQUS s použitím nelineárního chování kontaktního prvku odladěného na základě výsledků laboratorních testů.



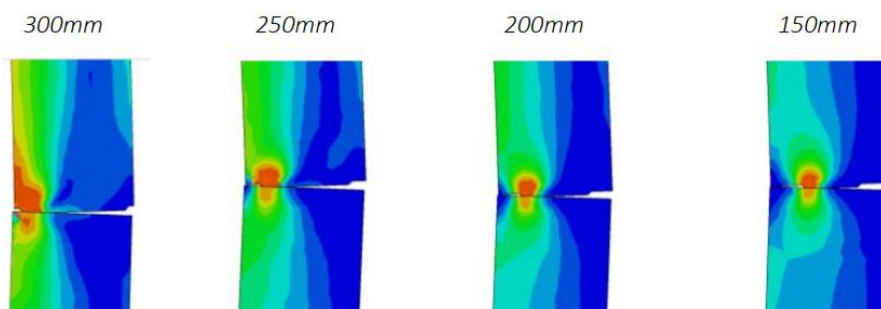
Obr. 262: Typy posuzovaných spojení (Flat joint – přímý spoj, Flat joint with decrease joint area – přímý spoj s redukovanou šířkou kontaktní plochy, Convex joint type I/II – typ konvexního spoje I/II, Dowel & socket joint (type I) – spoj na pero a drážku (typ I), Joint height – výška spoje, Joint thickness – tloušťka spoje, Dowel & socket joint (type II) – spoj na čep a objímku, Bolted joint – šroubovaný spoj) (Fabozzi, 2017, s. 36)

Výsledkem bylo stanovení závislosti mezi působícím ohybovým momentem a rotací v místě styčnicku, jak je vidět na Obr. 263. Na počátku zatěžování vykazují všechny spoje téměř shodné působení. Nejvyššího momentu únosnosti dosahuje styk na pero a drážku, nejnižšího pak spoj konvexní-konkávní I. Dalším výsledkem zkoušek je, že v prvotní fázi nemají spojovací prvky na tuhost spoje téměř žádný vliv. Závěrečnou pevnost spoje samozřejmě spojovací prvky pomohou zvýšit.



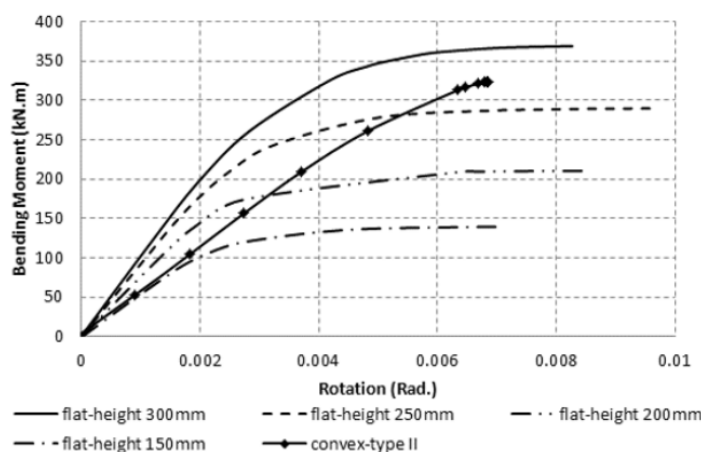
Obr. 263: Porovnání odlišného chování různých podélných spojů (Bending moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Flat joint – přímý spoj, Convex joint type I – typ konvexního spoje I, Dowel & socket joint (type I) – spoj na pero a drážku (typ I), Dowel & socket joint (type II) – spoj na čep a objímku) (Fabozzi, 2017, s. 37)

Zajímavé jsou výstupy experimentů pro dosud nepoužívanější typ spoje s dvěma přímými plochami. Při narůstající tloušťce styčné plochy dochází ke snížení koncentrace napětí (viz Obr. 264), k nárůstu počáteční tuhosti spoje (viz Obr. 265), a zároveň ke zvýšení limitního ohybového momentu (viz Obr. 265).



Obr. 264: Napětí od ohybu při různé tloušťce styčné plochy mezi segmenty (Fabozzi, 2017, s. 37)

Konvexní spoj se s narůstajícím ohybovým momentem chová oproti spoji přímému téměř lineárně (viz Obr. 265).

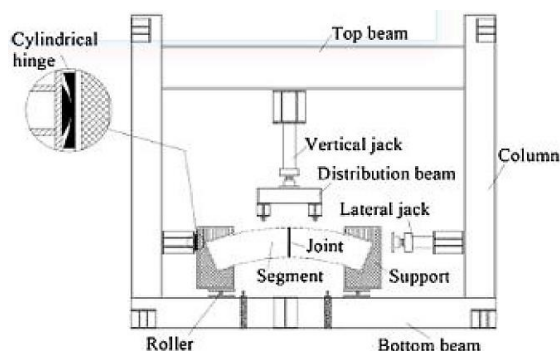


Obr. 265: Pracovní diagram přímého podélného spoje pro rozdílnou šířku styčné plochy (Bending moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Flat-height – šířka kontaktní plochy spoje, Convex-type II – typ konvexního spoje II) (Fabozzi, 2017, s. 36)

Ohybová tuhost jednotlivého segmentu ostění je vždy řádově vyšší než tuhost v místě spojení. Velký vliv na to má také typ podélného spoje. Používané varianty jsou detailně popsány v kapitole 17.1 Podélné spoje.

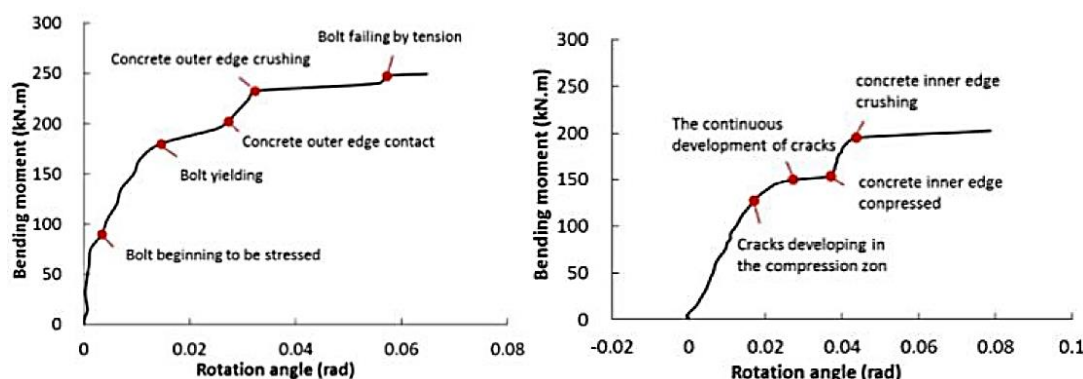
22.1.3.3 Vliv orientace ohybového momentu

Li a kol. (2015) nebo například Liu a kol. (2017a) provedli řadu experimentů s cílem stanovit tuhost kotveného přímého podélného spoje. Zatěžovací schéma je znázorněno na Obr. 266.



Obr. 266: Zatěžovací schéma pro studium chování podélného spoje (Top beam – vrchní nosník zatěžovací stolice, Column – sloup, Bottom beam – spodní nosník zatěžovací stolice, Lateral jack – vodorovný lis, Vertical jack – svislý lis, Distribution beam – roznášecí nosník, Cylindrical hinge – válcový kloub, Roller – posuvná podpora, Joint – spoj, Segment – segment) (Fabozzi, 2017, s. 10)

Zajímavým faktem, který potvrdili, je, že rotační tuhost podélného spoje závisí také na tom, jakým směrem je spoj ohýbán. Jestliže jsou tažena vnitřní vlákna tunelového ostění, je tuhost spoje nižší než v opačném případě, kdy se do interakce zapojuje klenbový účinek ostění. Výsledky experimentálních zkoušek jsou vidět na Obr. 267.



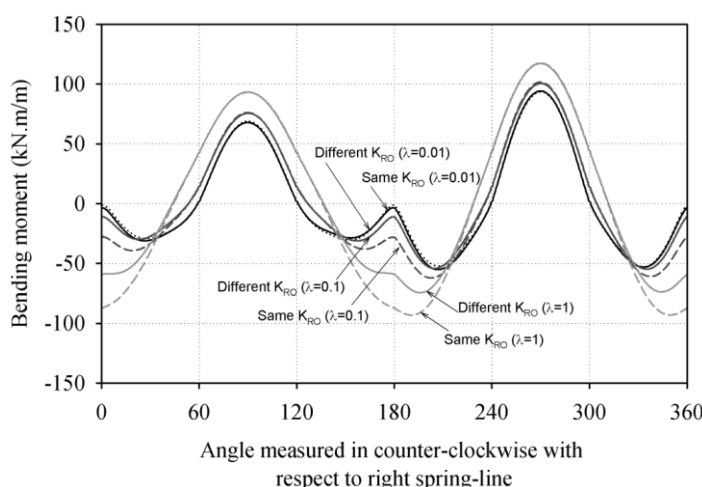
Obr. 267: Závislost mezi úhlem natočení a ohybovým momentem (vlevo tah vnitřních vláken, vpravo tah vnějších vláken) (Bending moment – ohybový moment, Rotation angle – úhel pootočení, Bolt beginning to be stressed – spojovací prvky začínají být namáhány, Bolt yielding – šrouby na mezi kluzu, Concrete outer edge contact – kontakt vnějšího okraje sousedních segmentů, Concrete outer edge crushing – porušení vnějšího okraje sousedních segmentů, Bolt failing by tension – porušení šroubů tahem, Cracks developing in the compression zone – rozvoj trhlin v tlačené oblasti, The continuous development of cracks – plynulý rozvoj trhlin, Concrete inner edge compressed – kontakt vnitřního okraje sousedních segmentů, Concrete inner edge crushing – porušení vnitřního okraje sousedních segmentů) (Fabozzi, 2017, s. 14)

Do (2014) uvádí, že rotační tuhost spoje vystaveného zápornému ohybovému momentu k_{θ}^{-} (tažená vnější vlákna ostění) je cca poloviční až třetinová než rotační tuhost spoje vystaveného kladnému momentu k_{θ}^{+} (tažená vnitřní vlákna ostění). Platí tedy Rov. 16:

$$k_{\theta}^{-} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) k_{\theta}^{+} \quad \left| \text{Rov. 16} \right.$$

Na Obr. 268 je znázorněn průběh ohybových momentů na ostění bez redukované rotační tuhosti podélného spoje a s redukovanou tuhostí v místech, kde ohybový moment

bude vyvolávat tah ve vnějších vláknech. Tuhost tam byla snížena na třetinu. Průběh je vykreslen několikrát pro různé hodnoty poměru tuhosti (vypočteného z kladné hodnoty rotační tuhosti). Největších změn doznává záporný ohybový moment. Kladný ohybový moment zůstává téměř shodný. Normálová síla opět zůstává skoro neovlivněná.

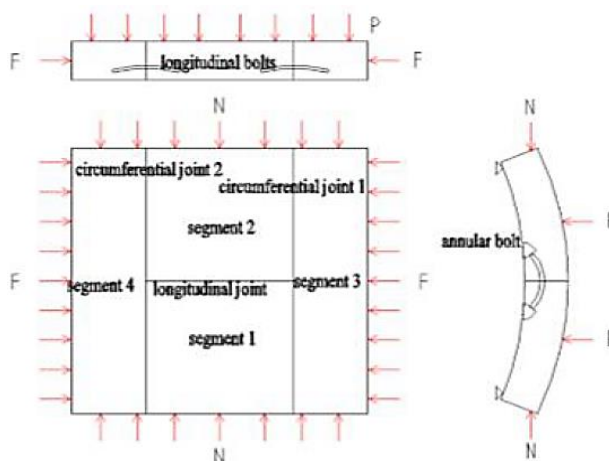


Obr. 268: Porovnání průběhu ohybového momentu bez a s uvážením redukované rotační tuhosti dle tažených vláken ohybového momentu (Bending moment – ohybový moment, Angle measured in counter-clockwise with respect to right spring-line – úhel měřený proti směru hodinových ručiček od vrcholu klenby, Different – rozdílný, Same – stejný) (Do, 2014, s. 87)

22.1.3.4 Vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění

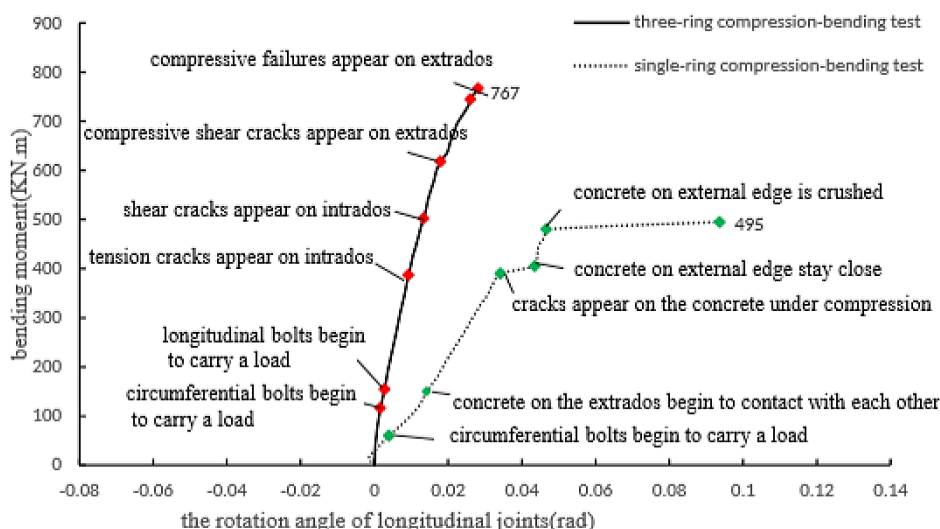
Tunelové ostění mechanizovaně ražených podzemních staveb se v osovém směru skládá z jednotlivých prstenců, které jsou od sebe odděleny příčnými spoji. Síly štítových lisů vyvolávají na těchto plochách vysoké tlakové namáhání. Díky němu je možné, aby vlivem tření přenášel příčný spoj určité smykové namáhání. Prostřednictvím tohoto chování spolu sousední prstence ostění spolupůsobí. Jaká bude skutečná míra spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění, záleží především na použitém detailu příčného spoje (viz kapitola 17.2 *Příčné spoje*), případně rozmístění a materiálu spojovacích prvků.

Sousední prstence spolu vzájemně spolupůsobí, což je patrné z experimentů podle studie Liu, a kol. (2017b). Schéma zatěžovacího pokusu je patrné z Obr. 269. V prvním experimentu je prostřední prstenec ostění všesměrně semknut dvěma sousedními půl-prstenci (pomocí zatížení silami F a N) a následně ohýbán ve své rovině (silami P). Druhý pokus uvažoval pouze s namáháním prostředního prstence stlačeného silou N a ohýbaného silou P.



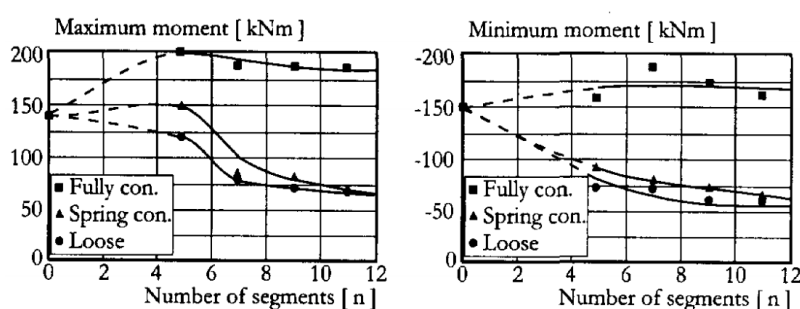
Obr. 269: Schéma experimentu vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců (Segment – segment, Circumferential joint – příčný spoj, Longitudinal bolts – podélné šrouby, Annular bolt – šroub ve směru prstence ostění) (Fabozzi, 2017, s. 15)

Výsledky (viz Obr. 270) ukazují, že porušení nastane později v případě prvního typu experimentu. To je dáno tím, že v případě osamělého prstence je veškeré zatížení koncentrováno do jediného podélného spoje mezi segmenty, zatímco při testování skupiny prstenců je namáhání rozděleno přes příčné spoje i na sousední půl-segmenty ostění. Zároveň je dosaženo menších rotací v podélném spoji. Vzájemná interakce mezi prstenci ostění je zajištěna pomocí tření a spojovacích prvků. Spojovací tyče v příčných spárách jsou aktivovány dříve než v podélných spojích.



Obr. 270: Experiment vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců – závislost ohybového momentu a natočení prostředního prstence (Bending moment – ohybový moment, The rotation angle of longitudinal joint – úhel pootočení podélného spoje, Three-ring compression-bending test – ohybové a tlakové namáhání třech prstenců ostění, Single-ring compression-bending test – ohybové a tlakové namáhání jednoho prstence ostění, circumferential bolts begin to carry load – šrouby v příčném spoji začínají přenášet zatížení, Longitudinal bolts begin to carry load – šrouby v podélném spoji začínají přenášet zatížení, Tension cracks appear on intrados – tahové trhliny se objevují na vnitřním povrchu, Shear cracks appear on intrados – smykové trhliny se objevují na vnitřním povrchu, Compressive shear cracks appear on extrados – smykové trhliny se objevují na vnějším tlačném povrchu, Compressive failure appear on extrados – tlakové porušení vnějšího povrchu, Concrete on the extrados begin to contact with each other – kontakt betonových prvků u vnějšího povrchu, Cracks appear on the concrete under compression – trhliny se objevují v tlačené oblasti, Concrete on external edge is crushed – beton na vnějším okraji je porušený) (Fabozzi, 2017, s. 16)

De Waal (1999) provedl výpočty tunelového ostění ve vrstvě jílu, kde modeloval vliv tuhosti spojení více prstenců ostění dohromady v závislosti na počtu segmentů v prstenci ostění. Posouzeny byly oba extrémní případy, buď že mezi prstenci není žádné vzájemné spolupůsobení, nebo že se jedná o tuhé spojení. Modelován byl i reálnější případ, kdy jsou prstence spojeny pružnými prvky (viz Obr. 271).

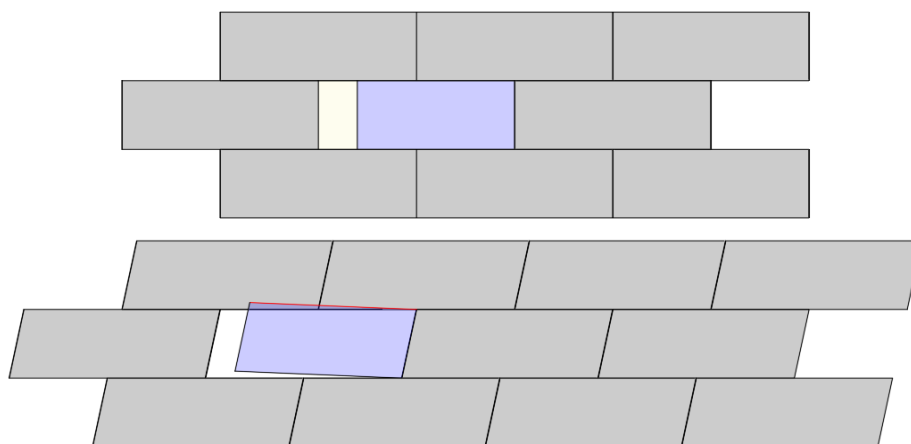


Obr. 271: Závislost maximálního a minimálního ohybového momentu na počtu segmentů a míře vzájemného spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění (Maximum moment – maximální ohybový moment, Minimum moment – minimální ohybový moment, Number of segments – počet segmentů, Fully con. – tuhé spojení, Spring con. – spojení pružinami, Loose – volné spojení) (De Waal, 1999, s. 54)

Z výsledků je patrné, že byl potvrzen příznivý účinek vyššího počtu segmentů na velikost extrémního ohybového momentu při volném a pružném spojení sousedních prstenců. Zároveň je vidět, že v případě nereálného tuhého spojení ohybové momenty s rostoucím počtem segmentů neklesají.

22.1.3.5 Vliv tvaru segmentů

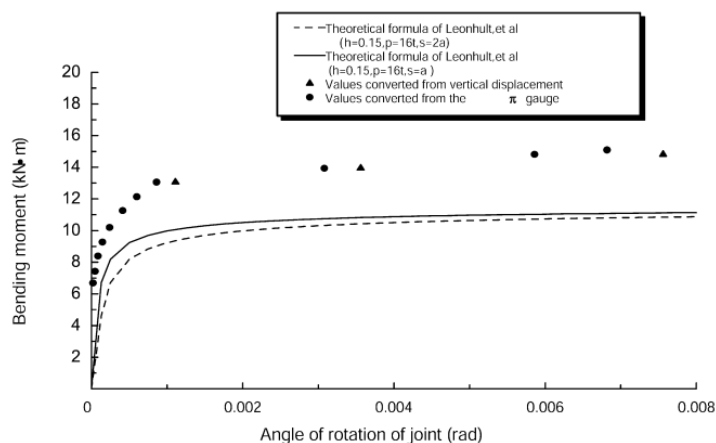
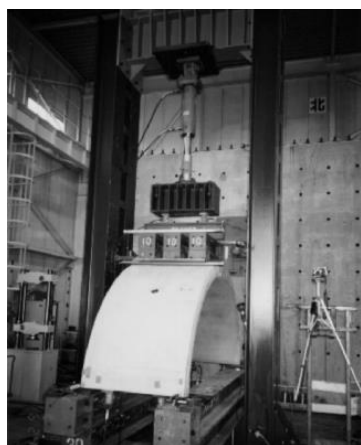
V případě obdélníkových segmentů je pootočení v podélném spoji mezi sousedními segmenty kinematicky možné (viz Obr. 272 nahoře). V případě kosodélníkového tvaru segmentů je situace trochu obtížnější. Z čistě kinematického pohledu na možnou rotaci je pootočení bráněno (viz Obr. 272 dole). Jestliže by se segment s nakloněnou podélnou spárou měl kolem ní natáčet, byl by nutný i jeho určitý posun v rovině ostění, kterému je ale bráněno segmenty v sousedním prstenci ostění (viz Obr. 272 červená linie). Teoreticky potočení nastat může, je k němu ale potřeba vyvinout větší energii. S tím souvisí také nárůst rotační tuhosti oproti klasickým obdélníkovým segmentům. Tento efekt se umocňuje s rostoucím úhlem zkosnění segmentů.



Obr. 272: Teoretické natočení segmentu v podélném spoji (rozvinutý pohled na ostění) – nahoře obdélníkové segmenty; dole – kosodélníkové segmenty

22.1.3.6 Vliv předpětí prstence ostění

Nishikawa (2003) provedl testování rotační tuhosti podélného spoje předpjatého dvěma lany (v každém síla cca 90 kN) a porovnal výsledky s experimentálními křivkami (viz Obr. 273 vpravo). Je zde vidět, že vlivem předpětí je zvýšena rotační tuhost spoje i limitní moment, který je spoj schopen přenést.

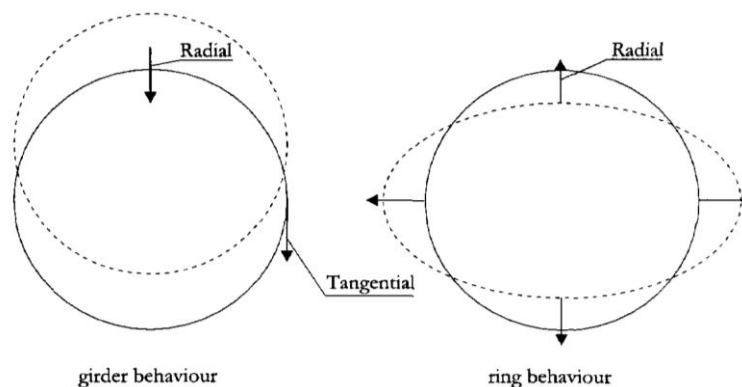


Obr. 273: Vlevo schéma zatěžovací zkoušky; vpravo závislost ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje (Bending moment – ohybový moment, Angle of rotation of joint – úhel natočení spoje, Theoretical formula – teoretické vzorce, Values converted from vertical displacement – hodnoty odvozené od svislé deformace, Gauge – snímač) (Nishikawa, 2003)

22.1.4 3D chování segmentového ostění

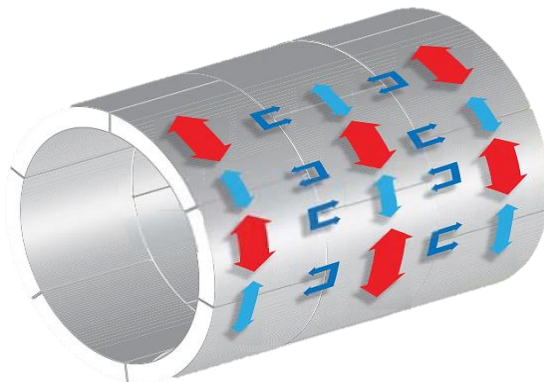
Ze závěrů předchozí kapitoly je prokazatelné prostorové působení segmentového ostění vlivem fragmentace prstence na jednotlivé izolované prvky a vzájemného spolupůsobení mezi sousedními segmenty a prstenci prostřednictvím přenosu smykových sil na spárách a spojovacích prvcích.

Smykové síly mohou v příčném spoji vzniknout na základě dvou mechanismů. Jedním z nich je tzv. nosníkové chování tunelového ostění, které je blíže popsáno v kapitole 28.1 *Nosníkové chování tunelového ostění* (viz Obr. 274 vlevo). Druhým mechanismem je vlivem neprůběžné podélné spáry nekompatibilní deformace sousedních prstenců (viz Obr. 274 vpravo). Různé spojovací prostředky přenášejí smykové síly rozdílně. Například spoj na čep a objímku nedovede díky velké toleranci v tomto směru efektivně přenášet tangenciální smykové síly, zatímco přímý spoj se spojovacím prostředkem ve formě plastových kolíků ano atd. Toto vše, spolu s rozdílným uspořádáním podélných spojů způsobuje, že se sousední prstence mají tendenci pod účinky stejného zatížení deformovat odlišně a tomu brání smykové síly v příčných spojích.



Obr. 274: Mechanismus vzniku smykových sil v příčném spoji (Girder behaviour – nosníkové chování ostění, Ring behaviour – prstencové chování ostění, Radial – radiální, Tangential – tangenciální) (De Waal, 1999, s. 72)

Prstence ostění s neprůběžnou podélnou spárou, zatěžované nerovnoměrným radiálním (ovalizačním) zatížením, by se izolovaně deformovaly každý trochu odlišně. Vlivem přítlaču štitových lisů ale dochází v příčných spojích ke tření mezi sousedními prstenci. Ty se nemohou odlišně deformovat, nastává vzájemné spolupůsobení a redistribuce zatížení přes příčné spoje. Zároveň vlivem rozdílné ohybové tuhosti v místě betonového segmentu a podélného spoje dochází k roznosu zatížení mezi jednotlivými segmenty v rámci jednoho prstence ostění. Tento proces je znázorněn na Obr. 275. Kromě přenosu ohybových momentů dochází vlivem vzájemných smykových sil v příčných spojích také k transferu normálových sil v jednotlivých prstencích ostění.



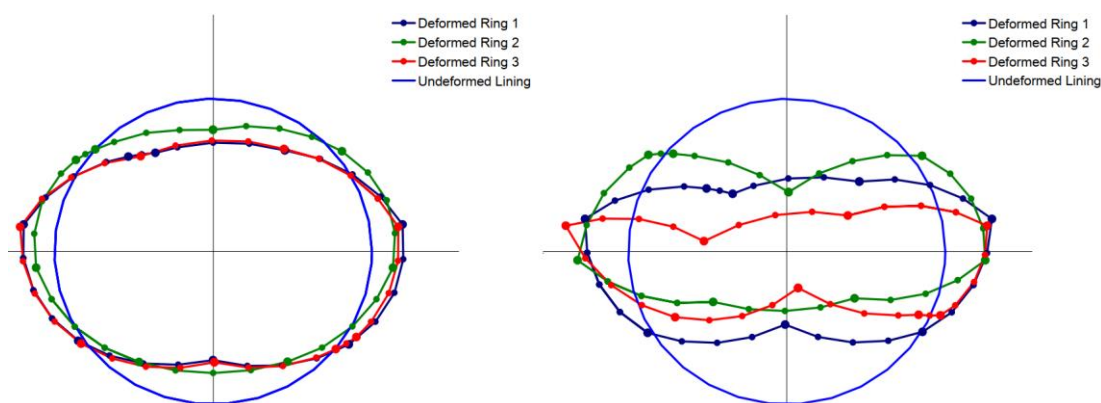
Obr. 275: Princip přenosu ohybových momentů na segmentovém ostění prostřednictvím vzájemného spolupůsobení sousedních segmentů ostění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 214)

V Stevin Laboratory na Delf University of Technology byly provedeny v měřítku 1:1 laboratorní zatěžovací zkoušky třech prstenců (sestavy „7 + 1“) poloměru 4,525 m, šířky 1,5 m a tloušťky 0,4 m s neprůběžnou podélnou spárou, plochými spoji a příčnou spárou typu čep – objímka s vloženými dřevotřískovými roznášecími deskami. Uspořádání experimentu bylo vertikální (kvůli zatížení vlastní tíhou) a umožňovalo zatěžovat prstence osovou silou a rovnoměrným i nerovnoměrným radiálním zatížením jednoho nebo více prstenců.



Obr. 276: Velkoformátový test tří prstenců ostění – vlevo celkový pohled na zatěžovací stolici; vpravo vystrojení senzory v okolí závěrného klenáku (Luttikholt, 2007, s. 31, s. 35)

Provedeny byly dva zkušební testy. Jeden při malé hodnotě osového (podélného) zatížení (viz Obr. 277 vpravo), které simuluje zatížení štitovými lisami. Při tomto experimentu se nepředpokládalo vysoké spolupůsobení mezi třemi prstenci a při zvyšujícím se ovalizačním zatížením nastal prokluz mezi sousedními prstenci a následné porušení především v místech podélných spojů. Druhým testem bylo ohybové namáhání při vysokém osovém zatížení (viz Obr. 277 vlevo). V tomto případě docházelo ke značné interakci (vlivem neprůběžné podélné spáry) mezi sousedními prstenci a vzájemnému spolupůsobení vlivem smykových sil při přenosu ohybového namáhání.

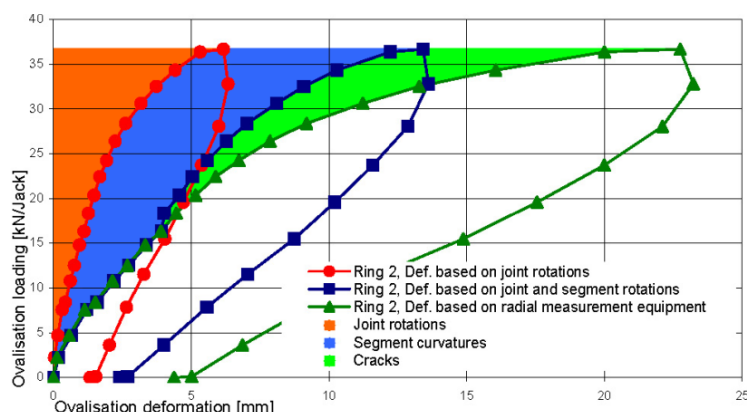


Obr. 277: Vlevo deformace od zatěžování třech prstenců vysokou osovou (podélnou) silou, vpravo nízkou hodnotou osové síly (číslování prstenců odspodu) (Deformed ring – deformovaný prstenec ostění, Undeformed ring – nedeformovaný prstenec ostění) (Luttikholt, 2007, s. 42)

Průběhy deformací všech třech prstenců na Obr. 277 jsou vykresleny pouze na základě měření reálného pootočení v místech podélných spojů a poměrné deformace samotných segmentů měřených strunovými tenzometry. Laserové scanování vnější deformace ale ukázalo, že je při experimentu s vysokou hodnotou normálové síly (viz Obr. 277 vlevo) deformace všech třech prstenců téměř totožná.

To je způsobeno především postupným vznikem a rozvojem trhlin a porušením segmentů v prostředním prstenci (2) (viz Obr. 278). Vliv vzniku trhlin není totiž na Obr. 277 zohledněn.

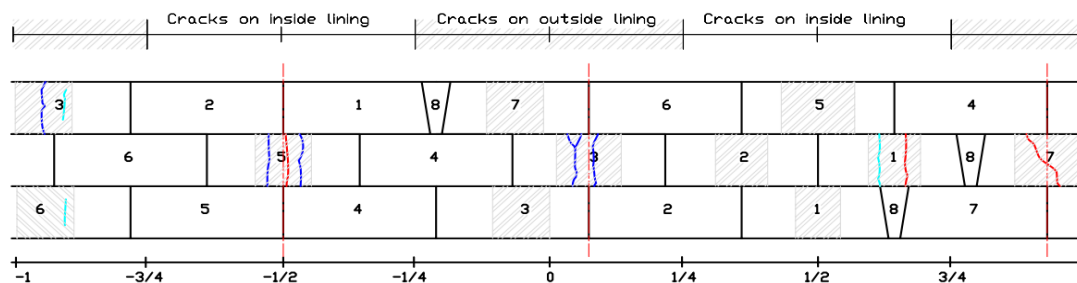
22 Analýza chování a výpočetní modely segmentového ostění



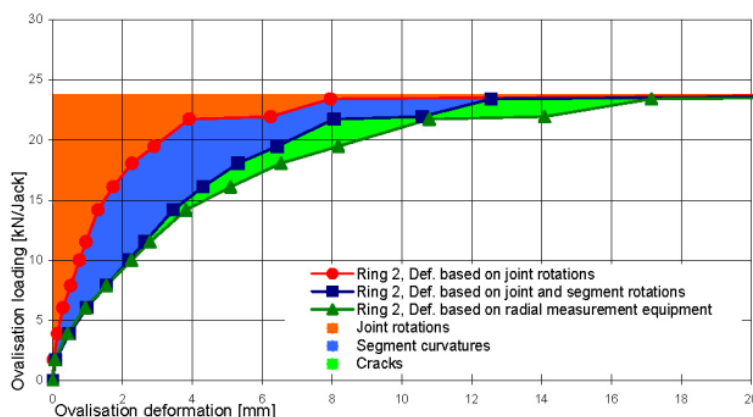
Obr. 278: Deformace prstence (2) při pokusu s vysokou hodnotou osové síly (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Ovalisation deformation – radiální deformace, Joint rotations – pootočení v podélných spojích, Segment curvatures – přetvoření segmentu, Cracks – trhliny, Ring 2 – prstenec 2, Def. based on joint rotations – deformace rotací v podélných spojích, Def. based on joint and segment rotations – deformace vlivem rotací v podélných spojích a přetvořením vlastních segmentů, Def. based on radial measurement equipment – deformace vyhodnocené z měřicího zařízení) (Luttikholt, 2007, s. 46)

Krajní prstence (1 a 3) se na rozdíl od prostředního (2) deformují převážně pootočením v místech podélných spojů. Tento rozdíl je dán rozdílným uspořádáním segmentů mezi sousedními prstenci (neprůběžnou podélnou spárou) a působením nerovnoměrného ovalizačního zatížení.

Nejslabším místem je průřez prostředního prstence, kde jsou naproti sobě oba podélné spoje sousedních prstenců. Protože na prstence působí vysoká hodnota osové síly, tento nejvíce namáhaný segment v prostředním prstenci sleduje vlivem tření deformaci svých sousedů, a proto nejprve v těchto místech vznikají vysoká napětí a později i trhliny.



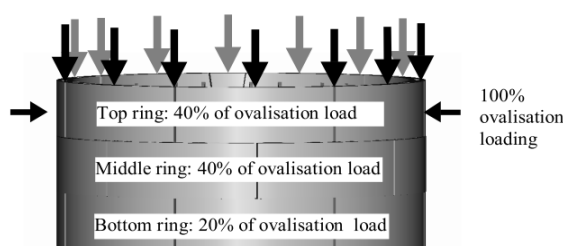
Obr. 279: Rozložení trhlin od experimentu s vysokým zatížením osovou silou (Cracks on inside lining – trhliny na vnitřní straně ostění, Cracks on outside lining – trhliny na vnější straně ostění) (Luttikholt, 2007, s. 95)



Obr. 280: Deformace prstence (2) při pokusu s nízkou hodnotou osové síly (překlad pojmů viz Obr. 279) (Luttikholt, 2007, s. 48)

V případě experimentu s nízkou hodnotou osově síly (viz Obr. 280) je situace odlišná a jednotlivé prstence se od určité hodnoty ovalizačního zatížení, kdy dojde k prokluzu v příčných spárách, deformují téměř nezávisle na sobě. Dominantní je zde pak pootočení a následné poruchy v místech podélných spojů.

Z dalších provedených experimentů vyplývá, že při působení osového zatížení a namáhání horního prstence radiálním zatížením dochází k přenosu (migraci) přibližně 60 % zatížení do ostatních prstenců. Přenos zatížení může nastat ale pouze tehdy, pokud se jednotlivé prstence deformují odlišně (je neprůběžná podélná spára) a pokud je ostění zatíženo určitou tlakovou osovou silou (od štítových lisů), která způsobuje přenos sil mezi sousedními prstenci třením. Míra přenosu závisí také na použitém typu příčného spoje a materiálu roznášecích tlakových podložek.

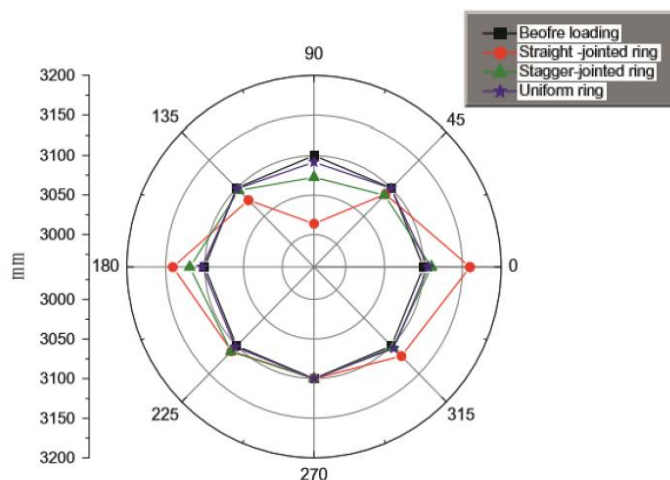


Obr. 281: Míra přenosu radiálního zatížení mezi sousedními prstenci ostění (Ovalisation load/loading – ovalizační zatížení, Top ring – horní prstenec ostění, Middle ring – prostřední prstenec ostění, Bottom ring – spodní prstenec ostění) (Blom, 2002a, s. 106)

Zajímavé jsou výsledky laboratorních testů provedených na univerzitě v čínském Xi'an podle Fei a kol. (2014). Předmětem výzkumu bylo stanovit difference v chování třech rozdílných konfigurací segmentů třech sousedních prstenců ostění. První model představuje ostění s průběžnou podélnou spárou (viz Obr. 282 vlevo), druhý ostění s neprůběžnou podélnou spárou (viz Obr. 282 uprostřed) a třetí ostění složené ze tří prstenců bez uvažování podélných spojů (viz Obr. 282 vpravo). Spoje mezi segmenty jsou uvažovány jako přímé kotvené.



Obr. 282: Testovaná konfigurace segmentového ostění (Fabozzi, 2017, s. 19)

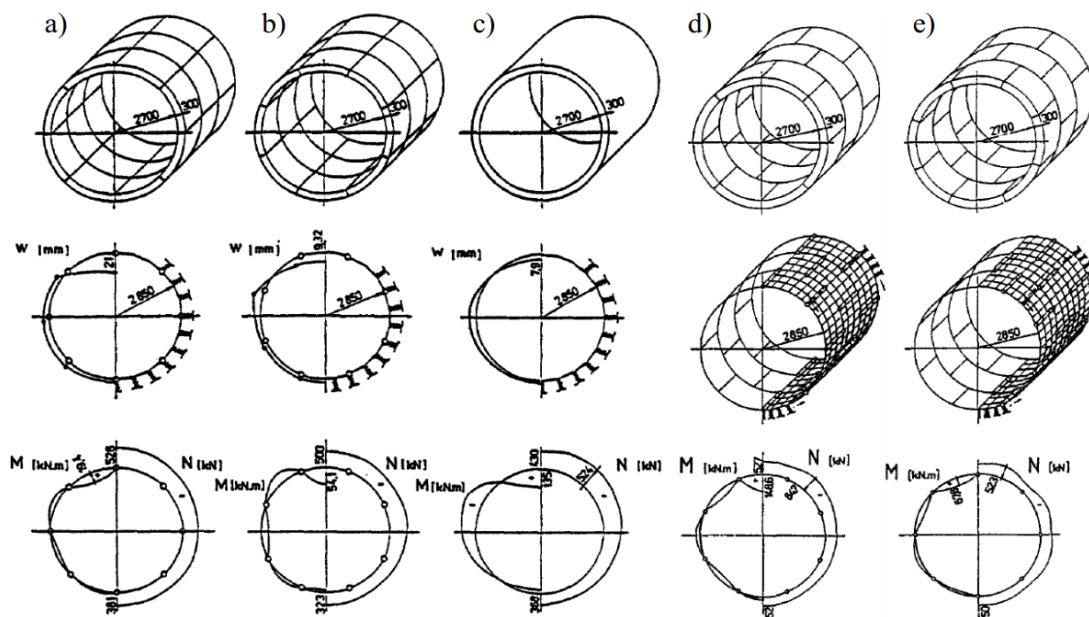


Obr. 283: Deformace prostředního prstence ostění (Before loading – nedeformovaný tvar, Straight-jointed ring – průběžná podélná spára, Stagger-jointed ring – neprůběžná podélná spára, Uniform ring – souvislý prstenec ostění (bez vlivu spojů)) (Fabozzi, 2017, s. 20)

Chování těchto třech typů ostění při působení totožného zatížení je znázorněno na Obr. 283. Z výsledků je vidět, že největších deformací dosahuje typ ostění 1 (ostění s průběžnou podélnou spárou). Menší deformace byly získány z modelu 2 (ostění s neprůběžnou podélnou spárou) a nejmenších deformací dosáhl typ 3 (ostění bez podélných spár).

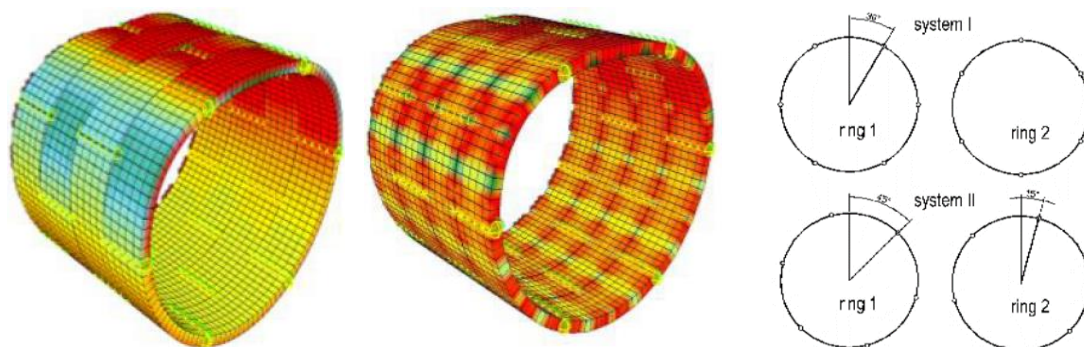
22.1.4.1 Vliv interakce na ohybové namáhání tubusu ostění

Prostorovým chováním segmentového ostění se zabýval například *Hudoba (1997)* v rámci návrhu ostění podzemní dráhy. Provedl zjednodušené srovnávací výpočty (spoje uvažovány klouby, zatížení pouze horninovým masivem) různých uspořádání segmentového ostění (viz Obr. 284). Porovnávalo bylo ostění s průběžnou podélnou spárou a spojem ve vrcholu klenby (a), ostění s průběžnou podélnou spárou a spojem mimo vrchol klenby (b), monolitické ostění (c), tři prstence s jednou spárou ve vrcholu klenby (d), tři prstence se dvěma spárami ve vrcholu klenby (e).



Obr. 284: Srovnání výsledků výpočtů pro různá geometrická uspořádání segmentového ostění – radiální deformace w , ohybový moment M , normálová síla N (Do, 2014, s. 24)

Z numerických výpočtů dle *Klappers a kol. (2006)* je jasně patrný rozdíl v chování oddělených a spolupůsobících prstenců ostění. V prvním případě na Obr. 285 vlevo jsou aktivovány pouze podélné spoje mezi segmenty. Sousední prstence spolu vzájemně nespůsobí a deformují se nezávisle podle své ohybové tuhosti a konkrétního rozložení podélných spojů. V případě, že jsou aktivovány příčné spoje (viz Obr. 285 uprostřed), dojde k redistribuci napjatosti mezi sousedními prstenci v podélném směru tunelu. Ostění je v tomto případě celkově tužší. Je dosaženo menších deformací ale větších hodnot ohybových momentů.



Obr. 285: Porovnání chování oddělených (vlevo) a spolupůsobících (uprostřed) prstenců ostění; vpravo posuzované konfigurace ostění (System – konfigurace, Ring – prstenec) (Klappers, a kol., 2006)

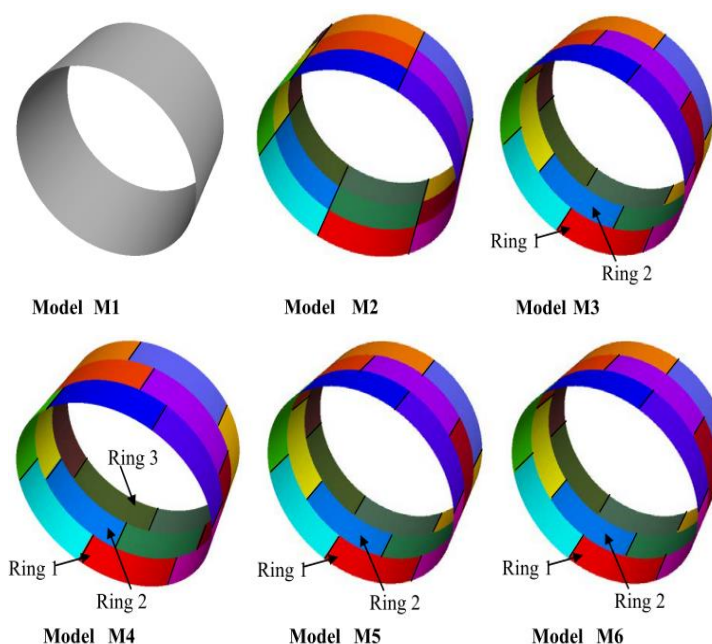
Modelovány byly dvě základní konfigurace, které se liší rozdílným uspořádáním podélných spojů (viz Obr. 285 vpravo). Namáhání ostění bylo porovnáváno s přístupem dle Muir-Wooda a se souvislým ostěním bez uvážení vlivu spojů mezi segmenty.

Tab. 6: Porovnání chování jednotlivých numerických modelů (Structural system – konstrukční schéma, Rigid ring – souvislý prstenec ostění, Muir-Wood ring – prstenec ostění dle předpokladů Muir-Wooda, System – konfigurace, Ring – prstenec, Uncoupled – nespolepůsobící, Coupled – spolupůsobící, Max. bending moment – maximální ohybový moment, Max. settlement at crown – maximální svislá deformace v koruně tunelu, Percentage – procenta) (Klappers, a kol., 2006)

Structural system	system I						system II			
	rigid ring	Muir-Wood ring	uncoupled ring 1	uncoupled ring 2	coupled ring 1	coupled ring 2	uncoupled ring 1	uncoupled ring 2	coupled ring 1	coupled ring 2
max bending moment [kNm/m]	157	132	150	95	206	115	131	122	178	152
percentage	119%	100%	114%	72%	156%	87%	99%	92%	135%	115%
max settlement at crown [mm]	9	9,9	9	11,6	9,5	9,6	9,5	9,6	9,3	9,3
percentage	91%	100%	91%	117%	96%	97%	96%	97%	94%	94%

Z Tab. 6 je patrné, jaký má na namáhání prstence ostění vliv uspořádání podélných spojů při srovnání výsledků konfigurace I a II. Zároveň je vidět, že namáhání ostění bez uvážení vlivu spolupůsobení sousedních prstenců je menší než v případě souvislého ostění. Maximálních ohybových momentů je naopak dosaženo, je-li interakce v příčném spoji uvažována.

Do (2014) provedl studii prostorového chování pro rozdílné uspořádání segmentů v prstenci a jejich propojení. Analýze bylo podrobena šest různých schémat (viz Obr. 286). Číslování postupně od leva doprava.



Obr. 286: Uspořádání segmentů v tunelovém ostění pro detailní analýzu vlivu spojů na namáhání ostění (Model – model, Ring – prstenec ostění) (Do, 214, s. 130)

- Model M1 představuje souvislé ostění bez žádných spojů.
- Model M2 simuluje ostění s průběžnou podélnou spárou (spoje mezi segmenty zohledněny).
- Model M3 znázorňuje klasické uspořádání segmentů bez vzniku křížového spoje (spoje mezi segmenty zohledněny pružno-plasticky).
- Model M4 představuje oproti modelu M3 pouze jiné uspořádání segmentů v prstenci.

- Model M5 je obdobný jako model M3 (uvažuje se tuhé spojení mezi sousedními prstenci).
- Model M6 je identický jako model M3 (uvažuje se netuhé spojení mezi sousedními prstenci).

Z neměnného uspořádání podélných spojů po délce tunelu je patrné, že vnitřní síly u sousedních prstenců modelu M2 musí být shodné. Stejně tak je tomu i u souvislého ostění (Model M1). U ostatních modelů jsou tuhosti (a tím i vnitřní síly) pro jednotlivé prstence (Ring 1, 2 a 3) odlišné.

Tab. 7: Porovnání maxim vnitřních sil a deformací pro jednotlivé uspořádání prvků segmentového ostění (Parameters – parametry, Model – model, Maximum positive bending moment – maximální kladný ohybový moment, Minimum negative bending moment – minimální záporný ohybový moment, Maximum normal force – maximální normálová síla, Maximum longitudinal force – maximální podélná síla, Maximum normal displacement – maximální normálové přetvoření, Maximum surface displacement – maximální sedání povrchu) (Do, 2014, s. 145)

Parameters	Model M1	Model M2	Model M3	Model M4	Model M5
Maximum positive bending moment (kN.m/m)	92.1	68.2	113	97	104
R_{M+} (%)	100	74.0	122.7	105.3	112.9
Minimum negative bending moment (kN.m/m)	-71.8	-64.3	-109	-98	-117
R_{M-} (%)	100	89.6	151.8	136.5	163.0
Maximum normal force (kN/m)	1380	1270	1640	1680	1770
R_N (%)	100	92.0	118.8	121.7	128.3
Maximum longitudinal force (kN/m)	1860	2170	1700	1900	2130
R_{LN} (%)	100	116.7	91.4	102.2	114.5
Maximum normal displacement (mm)	6.69	6.92	7.12	7.07	6.96
R_{disp} (%)	100	103.4	106.4	105.7	104.0
Maximum surface settlement (cm)	2.70	2.79	2.78	2.78	2.75
R_{set} (%)	100	103.3	103	103	101.9

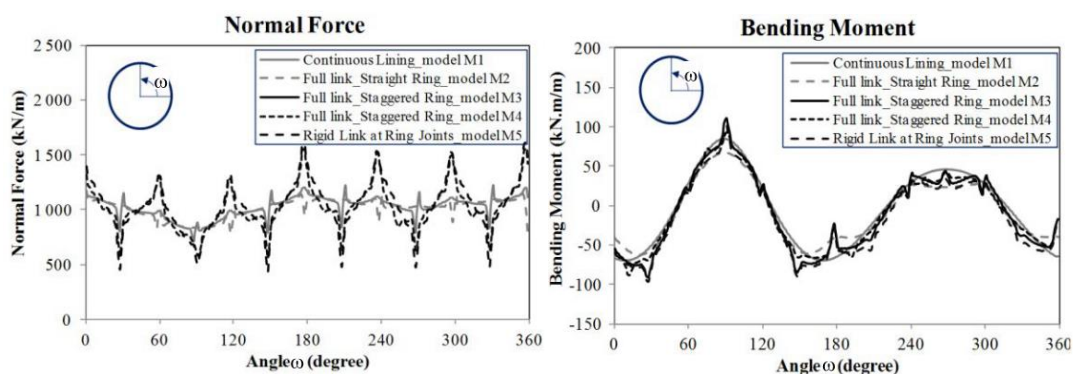
Nejměkčí je ostění typu M2, proto jsou zde ohybové momenty i normálová síla nejmenší. Z výsledků ohybových momentů dalších typů ostění je patrné, že staticky nejúspornější varianta je M4, kdy se podélná spára co nejvíce přibližuje vrcholu klenby, kde je maximální ohybový moment. Správnému uspořádání segmentů v prstenci ostění by měla být věnována značná pozornost (viz kapitola 18.5.3 *Pozice a počet spojů po obvodu prstence*).

Při porovnání výsledků z Tab. 8 modelu M3 (pružnoplastický radiální spoj), M5 (tuhý radiální spoj) a M6 (netuhý radiální spoj) je zřejmé, že vzájemné propojení mezi sousedními prstenci vede k nárůstu tuhosti ostění a snížení radiálních deformací.

Tab. 8: Porovnání vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění (Překlad termínů viz Tab. 7) (Do, 2014, s. 145)

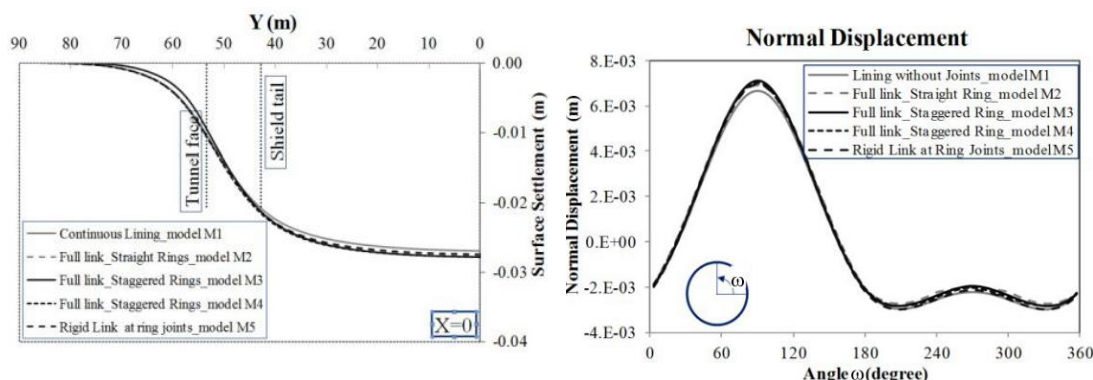
Parameters	Model M3 (A)	Model M5 (B)	Model M6 (C)	A/C (%)	B/C (%)
Maximum positive bending moment (kN.m/m)	113	104	80.8	139.9	128.7
Minimum negative bending moment (kN.m/m)	-109	-117	-93.6	116.5	125.0
Maximum normal force (kN/m)	1640	1770	1411	116.2	125.4
Maximum longitudinal force (kN/m)	1700	2130	1672	101.7	127.4
Maximum normal displacement (mm)	7.12	6.96	8.53	83.5	81.6
Maximum surface settlement (cm)	2.78	2.78	2.81	98.9	98.9

Obr. 287 znázorňuje průběh normálové síly a ohybového momentu po obvodu ostění pro rozdílná uspořádání segmentů v prstenci a různou míru spolupůsobení v příčných spojích mezi sousedními prstenci ostění.



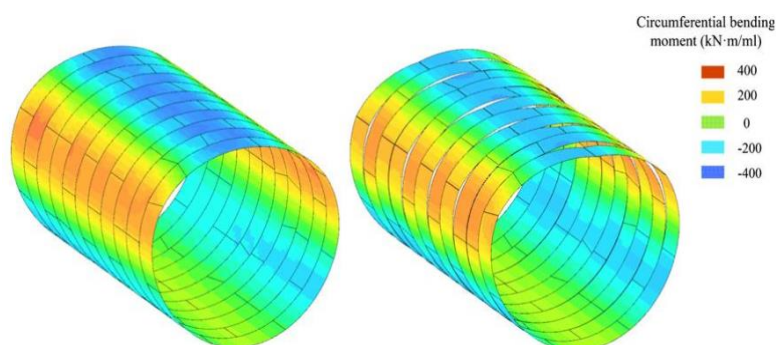
Obr. 287: Vlevo průběh normálové síly; vpravo ohybového momentu po obvodu ostění pro různá uspořádání segmentů v prstenci (Normal force – normálová síla, Bending moment – ohybový moment, Angle – úhel, Degree – stupeň, Model – model) (Do, 2014, s. 144)

Na Obr. 288 vlevo je vidět, že na výsledné sedání povrchu terénu nemá uspořádání segmentů v prstenci téměř žádný vliv. Záleží vždy ale na kvalitě horninového masivu, výšce nadloží a dalších parametrech. Obdobný trend má i průběh radiálních deformací ostění (Obr. 288 vpravo).



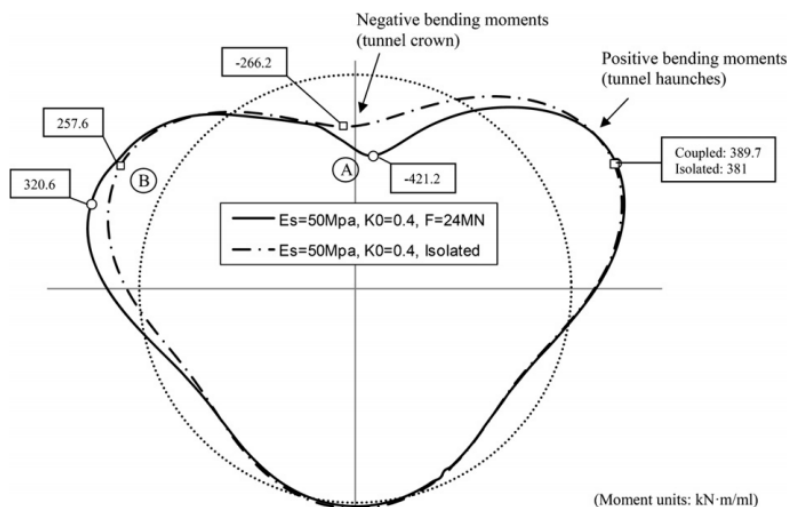
Obr. 288: Vlevo průběh poklesové kotliny; vpravo radiální deformace ostění pro různá uspořádání segmentů v prstenci (Surface settlement – sedání povrchu, Normal displacement – radiální deformace, Angle – úhel, Degree – stupeň) (Do, 2014, s. 144)

Arnau a Molins (2012) provedli srovnávací výpočty vlivu interakce mezi sousedními prstenci v rámci návrhu segmentového ostění pro novou linku 9 metra v Barceloně. V tomto případě bylo ostění zatíženo také osovou silou od štítových lisů (chybí zatížení injektážním tlakem, tunelovacím strojem a další krátkodobá zatížení). Okolní horninové prostředí bylo modelováno pomocí pružných prvků (modelovány i smykové pružiny).



Obr. 289: Deformovaný tvar a hodnoty ohybových momentů (Circumferential bending moment) pro spolupůsobící sousední prstence (vlevo) a izolované prstence (vpravo) (Arnau a Molins, 2012)

Z Obr. 289 a Obr. 290 je jasně patrný vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění na průběh ohybových momentů v ostění.



Obr. 290: Porovnání ohybového namáhání izolovaného prstence se spolupůsobícími prstenci ostění (Negative bending moment – záporný ohybový moment, Tunnel crown – koruna tunelu, Positive bending moment – kladný ohybový moment, Tunnel haunches – boky tunelu, Coupled – spojené, Isolated – izolované, Moment units – jednotky ohybového momentu) (Arnau a Molins, 2012)

22.1.4.2 Vliv nerovnoměrné složky působícího zatížení

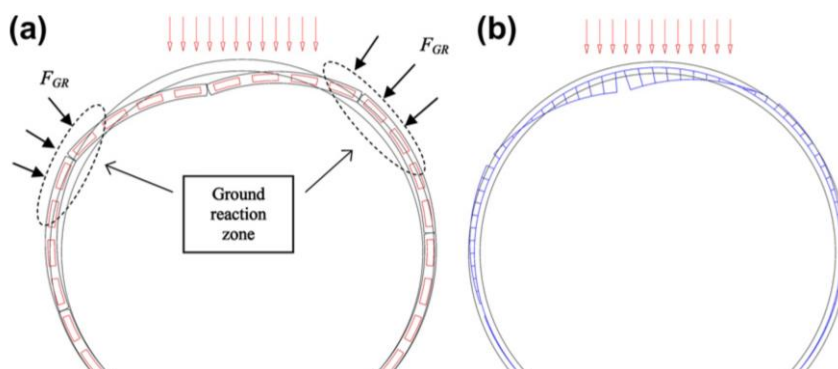
Spolupůsobení sousedních prstenců ostění (s neprůběžnou podélnou spárou) je v reálných případech umocněno také nerovnoměrností zatížení ostění jak v příčném tak v podélném směru po délce tunelu. Nerovnoměrné podélné zatížení je běžně způsobené postupnou redistribucí primární napjatosti horninového masivu po provedení ražby. Tato zatížení v podélném směru společně s dalšími ovalizačními zatíženími v příčném směru vyvolávají větší rozdílnou deformaci sousedních prstenců ostění a tím i větší míru vzájemné interakce.

22.1.4.3 Vliv podélné síly v segmentovém ostění

Velikost podélné síly v ostění, vyvolané tlakem štítových lisů, je velice významná pro velikost interakce sousedních prstenců segmentového ostění. Čím je větší podélná síla v příčném spoji, tím je vlivem tření v příčném spoji také vyšší vzájemné spolupůsobení.

22.1.4.4 Vliv tuhosti okolního prostředí a tuhosti ostění

Vliv tuhosti okolního prostředí na míru vzájemné interakce mezi sousedními prstenci ostění je dobře popsatelný na odezvě lokálně zatíženého izolovaného prstence ostění. V případě zatěžování prstence ostění, dochází k určité lokální deformaci, dokud neposkytne horninový masiv ostění dostatečnou podporu (viz Obr. 291).

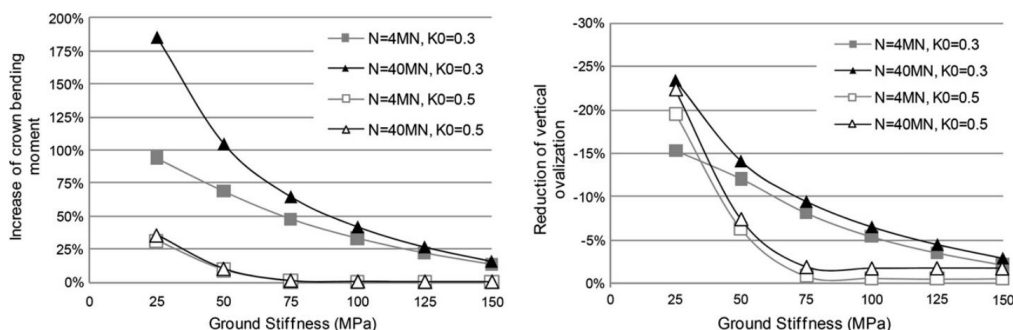


Obr. 291: Reakce izolovaného prstence ostění na lokální zatížení a) reakce horninového masivu; b) deformace ostění (Ground reaction zone – oblast působení horninového masivu) (Arnau a Molins, 2012)

Výsledkem interakce mezi prstencem a horninou jsou určité síly (reakce) horninového masivu, kterými uvádí do rovnováhy vnější zatížení. Míra deformace ostění je ale zároveň závislá na tuhosti okolního prostředí. V případě, že je uvažováno spolupůsobení sousedních prstenců ostění (s neprůběžnou podélnou spárou), je velikost vzájemných smykových sil mezi prstenci závislá na rozdílu jejich deformace. Pokud se tuhost okolního prostředí snižuje, jsou vzájemné deformace a tím i smykové síly větší. Vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění je tedy výraznější v méně tuhém prostředí. Významnou roli v míře spolupůsobení hraje též ohybová tuhost samotného ostění a tuhost v místech podélných spojů. S rostoucí tuhostí prstence ostění se snižují rozdíly v deformaci ostění a tím klesá vliv spolupůsobení.

22.1.4.5 Souhrnné zhodnocení základních vlivů ovlivňujících interakci sousedních prstenců ostění

Na Obr. 292 jsou porovnány extrémy ohybového momentu ve vrcholu klenby pro měnící se velikost podélné síly štítových lisů v tubusu ostění (hodnota N), tuhosti okolního prostředí (Ground stiffness) a poměr mezi svislým a vodorovným zatížením horninového masivu (prostřednictvím K_0).



Obr. 292: Vliv nerovnoměrné složky působícího zatížení (hodnota K_0), tuhosti okolního prostředí (Ground stiffness) a velikosti podélné síly (hodnota N) na ohybový moment ve vrcholu klenby (vlevo) a deformace ostění (vpravo) v porovnání s izolovaným prstencem ostění (Increase of crown bending moment – nárůst ohybového momentu ve vrcholu klenby, Reduction of vertical ovalization – snížení svislé deformace ostění) (Arnau a Molins, 2012)

Z Obr. 292 je patrné, že nárůst ovalizační složky zatížení (prostřednictvím K_0) implikuje zvýšení ohybového namáhání ostění. Ze schématu dále vyplývá, že v horninovém masivu o menší tuhosti je vliv podélných sil v segmentovém ostění (vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění) výraznější a dochází k markantnějšímu nárůstu ohybového momentu. Tuhé prostředí redukuje velikost vzájemných sil v příčných spojích a snižuje spolupůsobení sousedních prstenců ostění. Nejvyšší nárůst vnitřních sil v ostění vůči izolovanému prstenci ostění o cca 180 % je možno pozorovat v prostředí s nízkou tuhostí, vysokým nerovnoměrným zatížením a extrémními silami štítových lisů.

22.2 Základní typy výpočetních modelů segmentového ostění

V této kapitole budou nejprve popsány základní typy výpočetních modelů segmentového ostění se zaměřením na postupnou tvorbu modelu kontinua pomocí metody konečných prvků.

V případě segmentového ostění je velice složité zobecnit všechny výsledky experimentálních testů a vytvořit jeden komplexní výpočetní model. Ačkoli ještě stále není vliv prostorového působení segmentového ostění zcela probádán, je třeba stanovit nejcitlivější parametry ovlivňující chování ostění a zavést je do zjednodušených výpočetních modelů s určitým stupněm bezpečnosti. Vždy záleží, jaký detail výstupů je od výpočtu požadován.

Obecně existuje pět základních přístupů ke stanovení namáhání ostění:

1. Empirické modely založené na zkušenosti stavebního inženýra či statika z předchozích projektů a obdobného zadání
2. Metody založené na výsledcích experimentů a měření namáhání ostění in-situ
3. Analytické metody vycházející z předem odvozených zjednodušených vztahů
4. Numerické modely s prutovými, skořepinovými nebo prostorovými prvky prvky podepřenými pružně
5. Komplexní numerické modely kontinua včetně modelování interakce horninového masivu s ostěním

Vliv spojů mezi segmenty lze obvykle zohlednit pouze u posledních dvou přístupů, a to těmito dvěma základními způsoby:

- **Přímo** (direct), modelováním skutečné tuhosti ostění a vložených polotuhých styčnicků v místech reálných spojů mezi prvky ostění.
- **Nepřímo** (indirect), simulací vlivu styků mezi segmenty pomocí redukce tuhosti celého souvislého prstence ostění.

Jednotlivé metody se liší přesností získaných výsledků ale i pracností tvorby výpočetního modelu a interpretací získaných výsledků.

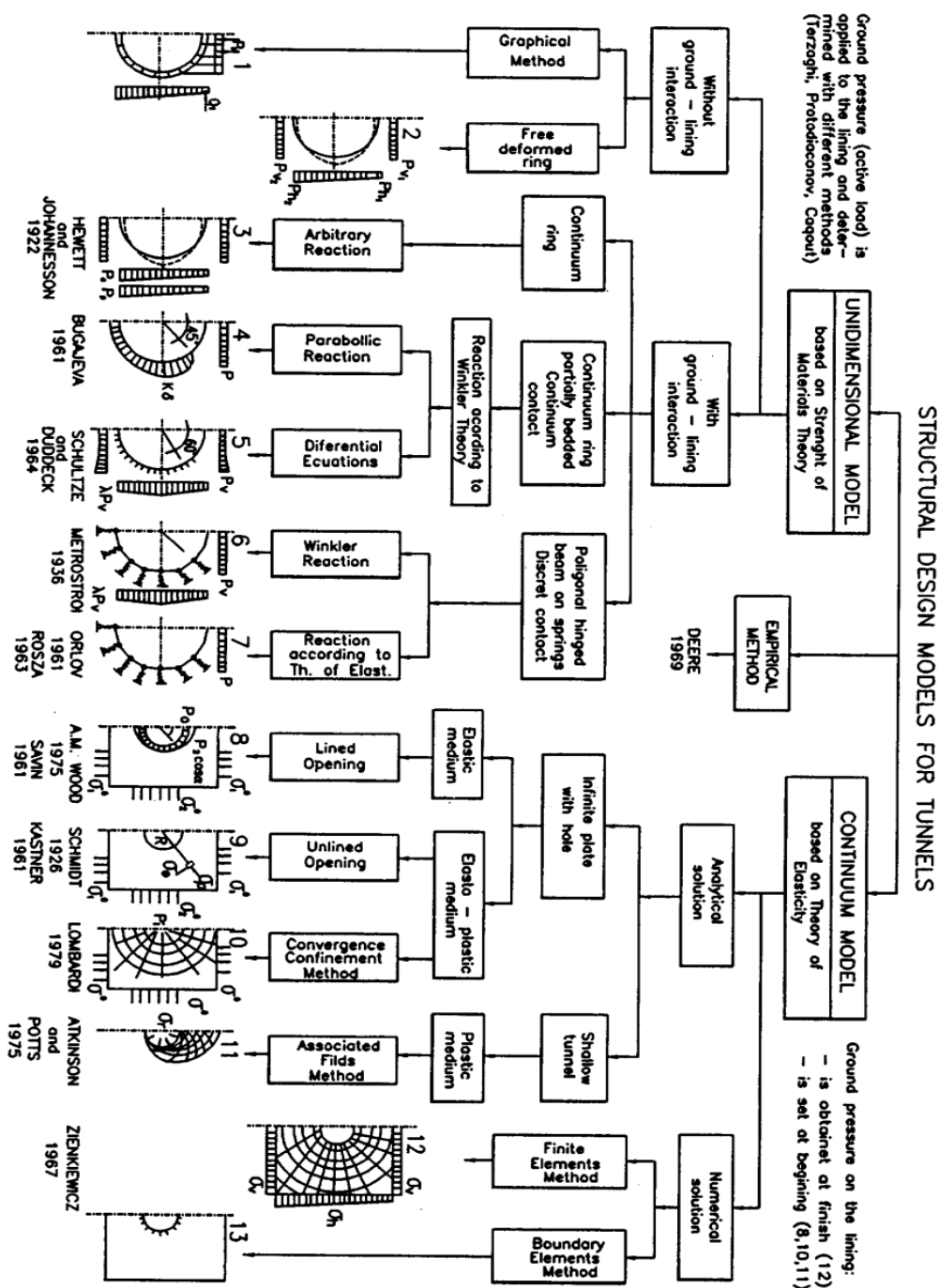
Vnější zatížení působící na ostění může být opět zadáváno dvěma způsoby:

- **Přímo** (active loading mode), kdy je velikost zatížení předem stanovena na základě empirických zkušeností nebo analytických vztahů.
- **Nepřímo** (passive loading mode), kdy je uvažována vzájemná interakce mezi konstrukcí a horninovým masivem. Vnější zatížení je určeno z kompatibility deformace ostění a masivu.

Získané namáhání či vnitřní síly je třeba posoudit nejméně ve čtyřech základních řezech ostění. Jsou to místa s maximálním a minimálním ohybovým a tlakovým (či tahovým) namáháním. Důležité je doplnit, že se poloha podélného spoje v jednotlivých řezech obvykle mění. Toto je třeba zohlednit ve výpočetním modelu.

Jak projekt podzemního díla postupuje od fáze studie k realizaci, mění se i použité výpočetní modely a obvykle vznikají sofistikovanější a pracnější statické posudky.

Základní přehled některých, dnes již více méně historických postupů ke stanovení namáhání segmentového ostění, je vidět na Obr. 293. V současné době jsou díky vývoji výpočetní techniky naprosto běžné a nejrozšířenější matematické modely pracující na základě například metody konečných prvků (MKP).

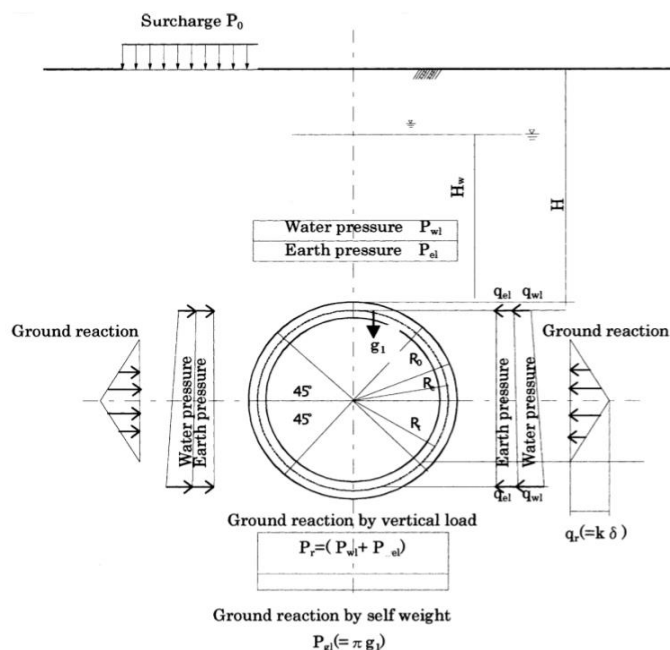


Obr. 293: Způsoby stanovení namáhání segmentového ostění – ilustrativní obrázek (ITA working group No. 2, 2000, s. 317)

22.2.1 Analytické metody

Analytické metody (například Elastic Equations Method, nebo velká většina z horní poloviny Obr. 293) stanoví namáhání obvykle kruhového ostění pomocí předem odvozených vzorců a vztahů (viz Obr. 295) určených na základě teorie stavební mechaniky, pružnosti a pevnosti a mechaniky hornin a zemin. Do výpočtu vstupují hodnoty velikosti explicitně stanoveného vertikálního a horizontálního zatížení (viz Obr. 294) spolu s mechanickými vlastnostmi prstence ostění (ohybová a normálová tuhost). Všechna vnější zatížení jsou na ostění aplikována přímo a v celé své výši. Obvykle je uvažována symetrická úloha.

22 Analýza chování a výpočetní modely segmentového ostění



Obr. 294: Zatížení působící na segmentové ostění uvažované pro Elastic Equations Method (Surcharge – přitížení povrchu, Water pressure – vodní tlak, Earth pressure – zemní tlak, Ground reaction – reakce horninového masivu, Vertical load – svislé zatížení, Self weight – vlastní tíha) (ITA working group No. 2, 2000, s. 312)

Výsledkem jsou průběhy normálové a posouvající síly, ohybového momentu a deformace ostění. Analytické metody se v současné době užívají jen pro velice rychlou předběžnou kontrolu výsledků získaných ze složitějších výpočetních metod a modelů.

Loads	Beam bending moment	Lining ring hoop force
Vertical earth pressure and water pressure $P_{e1} + P_{w1}$	$M = \frac{1}{4}(1 - 2\sin^2 \theta) \times (P_{e1} + P_{w1})R_c^2$	$N = (P_{e1} + P_{w1})R_c \sin^2 \theta$
Lateral earth pressure and water pressure (rectangle part): $q_{e1} + q_{w1}$	$M = \frac{1}{4}(1 - 2\cos^2 \theta) \times (q_{e1} + q_{w1})R_c^2$	$N = (q_{e1} + q_{w1})R_c \cos^2 \theta$
Lateral earth pressure and water pressure (triangle part): $q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1}$	$M = \frac{1}{48}(6 + 3 \cos \theta - 12 \cos^2 \theta - 4 \cos^3 \theta) \times (q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1})R_c^2$	$N = \frac{1}{16}(-\cos \theta + 8 \cos^2 \theta + 4 \cos^3 \theta)(q_{e2} + q_{w2} - q_{e1} - q_{w1})R_c$
Horizontal earth resistance: $q_k = k\delta$	For $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$, $M = (0.2346 - 0.3536 \cos \theta)k \cdot \delta \cdot R_c^2$ For $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$, $M = (-0.3487 + 0.5 \sin^2 \theta + 0.2357 \cos^3 \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot R_c^2$	For $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$, $N = 0.3536 \cos \theta \cdot k \cdot \delta \cdot R_c$ For $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$, $N = (-0.7071 \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \sin^2 \theta \cos \theta)k \cdot \delta \cdot R_c$
Lining unit weight: g	For $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$, $M = (-\frac{1}{8}\pi \sin \theta + \frac{5}{6} \cos \theta - \frac{1}{2}\pi \sin^2 \theta) \cdot g \cdot R_c^2$ For $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$, $M = (\frac{3}{8}\pi - (\pi - \theta) \sin \theta + \frac{5}{6} \cos \theta)g \cdot R_c^2$	For $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$, $N = (-\pi \sin \theta + (\pi - \theta) \sin \theta + \pi \sin^2 \theta + \frac{1}{6} \cos \theta)g \cdot R_c$ For $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$, $N = ((\pi - \theta) \sin \theta + \frac{1}{6} \cos \theta)g \cdot R_c^2$

Note: The values beyond the expressed range can be easily obtained as the loads and lining are symmetric.

Obr. 295: Vzorce pro výpočet účinků zatížení pro Elastic Equations Method (Loads – zatížení, Beam bending moment – ohybový moment na prutu, Lining ring hoop force – normálová síla v prstenci ostění, Vertical earth pressure and water pressure – svislý vodní a zemní tlak, Lateral earth pressure and water pressure (rectangle part) – vodorovný vodní a zemní tlak (obdélníková část), Lateral earth pressure and water pressure (triangle part) – vodorovný vodní a zemní tlak (trojúhelníková část), Horizontal earth resistance – vodorovný zemní odpor, Lining unit weight – jednotková tíha ostění) (ITA working group No. 2, 2000, s. 316)

Pro mělce založené tunely lze uvažovat jako vertikální celou výšku nadloží. V případě hluboce uložených podzemních staveb v kvalitním horninovém masivu je možné počítat

s klenbovým účinkem a na model nechat působit pouze určitou část výšky nadloží. Vodorovné zatížení je obvykle odvozeno se svislého pomocí součinitele bočního tlaku.

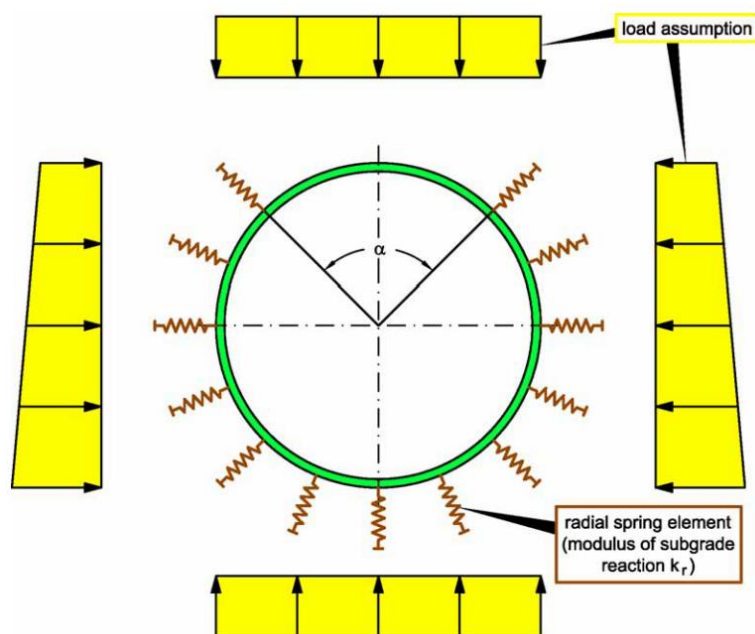
Značnou nevýhodou většiny analytických metod je, že uvažují pouze jeden prstenec segmentového ostění, bez zavedení vlivu rozdílné tuhosti v místech podélných spojů. Někteří sofistikovanější analytické přístupy tento vliv již zjednodušeně umožňují zavést a umí stanovit namáhání i pro různé podmínky podepření jednotlivých segmentů v prstenci ostění.

Další nevýhodou tohoto přístupu je předem předdefinovaný průběh vnějších zatížení (nelze řešit například reakci tunelového ostění na zatížení od nesymetrického horninového klínu). Horninové prostředí je kolem prstence ostění uvažováno homogenní a izotropní s elastickým chováním. Kontakt mezi ostěním a horninou lze uvažovat z hlediska tangenciálního působení obvykle jen jako dokonale tuhý nebo opačný případ, kdy je umožněn prokluz.

22.2.2 Numerické metody s pružným podepřením

Tento typ numerického modelu, někdy též nazývaný anglicky Bedded ring model nebo Hyperstatic reaction method, je stále s oblibou užíván pro návrh segmentového. Umožňuje zohlednit vzájemnou interakci horninového masivu se segmentovým ostěním prostřednictvím radiálních pružin. Všechny relevantní zatížení jsou aplikována jako vnější zatížení konkrétními hodnotami přímo na prutové prvky, které představují jednotlivé segmenty ostění, a hodnoty vnějších zatížení nejsou závislé na deformaci ostění. Konstrukce může být vytvořena z rovných krátkých prutů jako polygon, nebo přímo ze zakřivených prvků, pakliže to výpočetní software umožňuje. Reakce horninového masivu, prostřednictvím radiálních pružin se odvíjí od deformace prstence ostění. Spojky mezi segmenty mohou být do výpočtu zavedeny přímo nebo nepřímo.

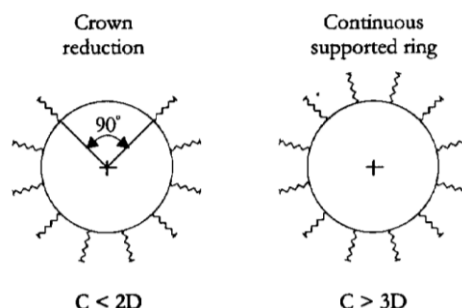
Příklad klasického prutového numerického modelu je znázorněn na Obr. 296.



Obr. 296: Prutový model tunelového ostění s předem určeným zatížením (Load assumption – předpokládané zatížení, Radial spring element (modulus of subgrade reaction) – radiální pružný prvek podepření (koeficient ložnosti)) (Wittke, a kol., 2007, s. 136)

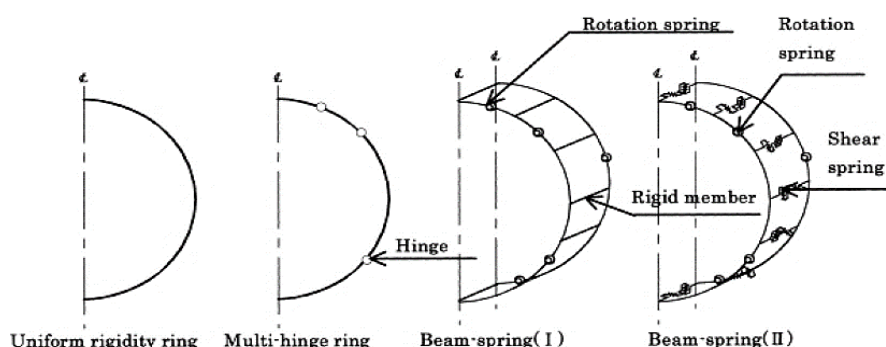
Některé výpočetní teoretické modely (např. Schultze a Duddeck (1964)) rozlišují mezi tunelem s nízkým a vysokým nadložím a tomu uzpůsobují rozložení podpůrných radiálních pružin po obvodu ostění. V případě tunelu uloženého mělce (viz Obr. 297 vlevo), kdy je výška nadloží menší než dvounásobek průměru tunelu ($h < 2 \cdot D$), jsou vyloučeny pružiny ve vrcholu klenby v úhlu 90° . Myšlenkou je, že, pokud je nadloží příliš nízké, nevytvoří se v něm

podpůrná horninová klenba a materiál v nadloží působí pouze jako stálé zatížení, svou vlastní tíhou. Hluboké tunely (viz Obr. 297 vpravo), pro které platí, že výška nadloží je alespoň třikrát větší než průměr tunelu ($h > 3 \cdot D$), jsou podepřeny po obvodu souvisle s předpokladem vzniku horninové klenby v nadloží. Pro případ výšky nadloží mezi dvěma až třemi průměry platí obě dvě schémata a je na statikovi, které si vybere.



Obr. 297: Vlevo model pro tunel s nízkým nadložím; vpravo model pro hluboce uložený tunel (Crown reduction – redukce podpory v koruně tunelu, Continuous supported ring – souvisle podepřený prstenec ostění) (De Waal, 1999, s. 39)

Základní příklady prutových modelů jsou znázorněny na Obr. 298 níže. První model vlevo (Uniform rigidity ring) je zástupcem nepřímých metod výpočtu, kdy má celistvý prstenec ostění pouze redukovanou ohybovou tuhost vlivem podélných spojů. Vedlejší model (Multi-hinge ring) uvažuje pouze s čistými klouby v místech spoje, bez možnosti přenášení ohybového momentu mezi segmenty. Modely (Beam-spring I a II) představují numerické modely ostění, které uvažují v místech podélných spojů polotuhé spoje a zároveň umožňují modelovat vliv sousedních prstenců ostění.



Obr. 298: Typy prutových modelů segmentového ostění (Uniform rigidity ring – rovnoměrně tuhý prstenec ostění, Multi-hinge ring – prstenec s netuhými klouby, Beam-spring – model s pruty a pružinami, Rotation spring – rotační pružina, Rigid member – tuhý prvek, Shear spring – smyková pružina) (Fabozzi, 2017, s. 23)

Ostění je podepřeno pomocí předem definovaných pružných prvků (s vyloučeným tahem) s normálovou tuhostí pružin k_R , která je nejčastěji určena na základě následujících vztahů (viz Rov. 17):

$$k_R = \alpha_s \cdot \frac{E_{oed}}{R_{sys}}$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \cdot E_{def} = \frac{E_{def}}{\left(1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}\right)}$$

Rov. 17

kde:

- α_s je redukční faktor
- E_{oed} je oedometrický modulu přetvárnosti okolního horninového prostředí

- R_{sys} je náhradní poloměr ostění (pro nekruhové tvary ostění obvykle určen z rovnosti ploch přepočtem dle plochy výrubu)
- E_{def} je deformační modul horninového masivu
- ν je poissonovo číslo materiálu horninového masivu

Volba správného redukčního faktoru je vždy na inženýrském citu statika, který numerické výpočty provádí a v některých případech vychází pouze z empirie. Pro hluboko uložené tunely *Duddeck (1964)* doporučuje použít hodnotu 0,6. Odvodit se dá například na základě rozdílného chování prutového modelu s diskretními pružinami a modelu kontinua. Při rovnoměrném radiálním zatížení je deformace podél ostění, a tedy i následná tuhost pružin, ve všech místech stejná a redukční faktor se uvažuje rovný 1,0. Pokud je ale ostění zatíženo nerovnoměrně, měl by být redukční faktor odladen z rovnosti deformace na modelu kontinua a prutového modelu v každém místě ostění. Při finálních výpočtech se většinou stanoví jedna hodnota redukčního faktoru po celém obvodu ostění a aplikuje se na rovnoměrná i nerovnoměrná (obvykle dominantní) zatížení.

Ve statické praxi je nejběžnější stanovení radiální tuhosti pružin následujícím způsobem vycházejícím z analytického řešení kruhového tunelu modelovaného v elastickém prostředí (viz Rov. 18):

$$k_R = \frac{1}{(1 + \nu)} \cdot \frac{E_{def}}{R_{sys}}$$

Rov. 18

Arnau a Molins (2012) ve svých modelech zavádí i tangenciální tuhost rovnou třetině tuhosti normálové. Důvodem je poissonovo číslo hornin, které odpovídá běžně hodnotě 0,3.

Je běžné uvažovat pružiny s vyloučeným tahem, které reálněji simulují spolupůsobení mezi ostěním a masivem. Do výpočetních modelů by neměl být zaveden vliv tangenciálních podpor ani přenos namáhání v tečném směru, kvůli smykové flexibilitě čerstvě injektované výplňové směsi. Jestliže je potřeba tento vliv zavést, například kvůli vysokému nerovnoměrnému zatížení, musí být vždy limitován hodnotou maximálního tření, které mezi ostěním a okolím může nastat. Obvykle bývají tangenciální smykové pružiny zaváděny (s minimální tuhostí) také z hlediska konvergence a stability numerického modelu.

Nevýhodou těchto modelů je fakt, že jsou jednotlivé segmenty uvažovány jako prutové prvky s daným rozložením normálového napětí po výšce průřezu a své šířce. Ve skutečnosti je ale rozložení namáhání značně nepravidelné, především v blízkosti podélných a příčných spojů. Další nevýhodou tohoto přístupu je, že je zaměřen víceméně jen na tunelové ostění. Nepostihuje procesy probíhající v horninovém masivu, jako možná plastifikace prostředí apod. Jednotlivé pružné podpory jsou obvykle elastické a vzájemně nezávislé. Nelze postihnout časový průběh relaxace horninového masivu. Tímto výpočtem také nelze získat například sedání na povrchu terénu apod.

Tato metoda je díky své rychlosti běžně používána v předběžných studiích, k získání kritických průřezů a k řešení citlivostní analýzy vstupních údajů.

22.2.3 Numerické modely kontinua

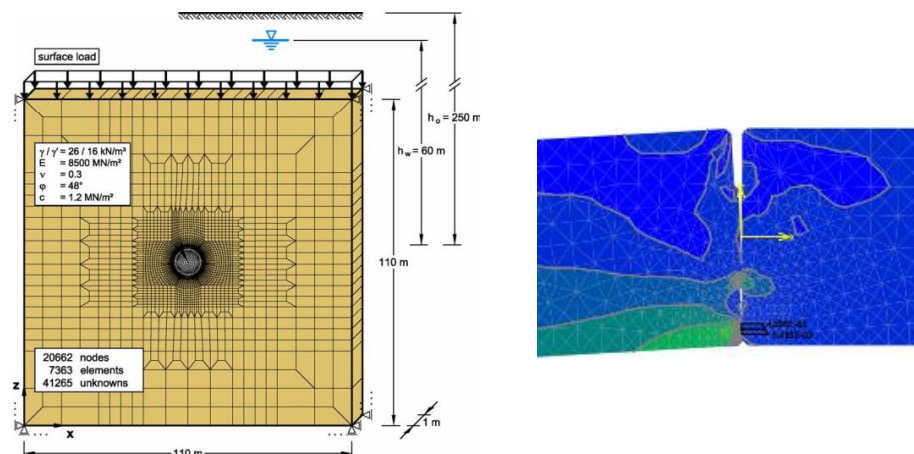
O chování segmentového ostění rozhoduje značnou měrou podpůrný efekt okolního horninového masivu. Pro co nejrealističtější zavedení tohoto účinku do výpočetního modelu se nejlépe hodí modely kontinua. Je nutné znát geologické složení (deformační a pevnostní parametry) a geologickou historii horninového masivu (s vlivem tektoniky, diskontinuit, bobtnacího potenciálu apod.).

Numerické modely kontinua umožňují zohlednit téměř veškeré vlivy, které na ostění postupně v průběhu jeho výroby, montáže a životnosti působí, což je velice prospěšné.

V těchto modelech není vzájemná interakce mezi ostěním a okolním prostředím zajištěna pomocí předem definovaného podepření ostění a zatížení horninovým masivem, jako v případě numerických modelů s pružnými podporami, ale diskretizací vlastního horninového masivu. Redistribuce napjatosti v masivu souvisí s deformacemi vlastního ostění. Obklopující horninové prostředí je modelováno za pomoci konstitučních materiálových modelů vhodných pro daný typ zemin nebo hornin.

V případě 2D výpočetních modelů je ostění obvykle modelováno prutovými, někdy i plošnými prvky. U 3D modelů, které jsou dnes stále častější, je možné vytvořit ostění jako skořepinu (tedy plošný prvek), nebo ho modelovat reálnou tloušťkou pomocí objemových prvků. Stejně jako v případě numerických modelů s pružným podepřením je nutné do výpočtu určitým způsobem zavést vliv podélných a příčných spojů mezi jednotlivými segmenty. Vždy je také důležité co nejrealističtěji vystihnout chování na rozhraní jednotlivých materiálů (především styk horninový masiv – injektáž – segmentové ostění) a nadefinovat ho pomocí konkrétních kontaktních prvků (interface).

Stabilita segmentového ostění z hlediska dlouhodobých zatížení (viz kapitola 21 *Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení*) je obvykle posuzována na základě 2D numerické analýzy Metodou konečných prvků (MKP, anglicky FEM – Finite Element Method). Příklad numerického modelu je vidět na Obr. 299 vlevo. 3D sofistikované modely (viz Obr. 299 vpravo) se obvykle používají pro posouzení krátkodobých účinků (viz kapitola 20 *Stanovení hodnot a rozložení dočasných zatížení*), exponovaných míst a detailů jako například sledování účinků namáhání ostění štitovými lisami, ověření únosnosti závěrného klenáku apod.



Obr. 299: Vlevo 2D numerický model pro posouzení trvalých zatížení; vpravo výsledky 3D výpočtu detailu podélného spoje (ilustrativní obrázky) (Wittke, a kol., 2007, s. 316) (Luttikholt, 2007, s. 17)

Nejrozšířenější výpočetní softwary jsou: Abaqus, Ansys, Diana, Flac, Midas a Plaxis. V České republice pak, velice rozšířené GEO 5 MKP. V každém případě by měla být funkčnost takto složitých numerických modelů korelována s jednoduchými prutovými nebo analytickými metodami.

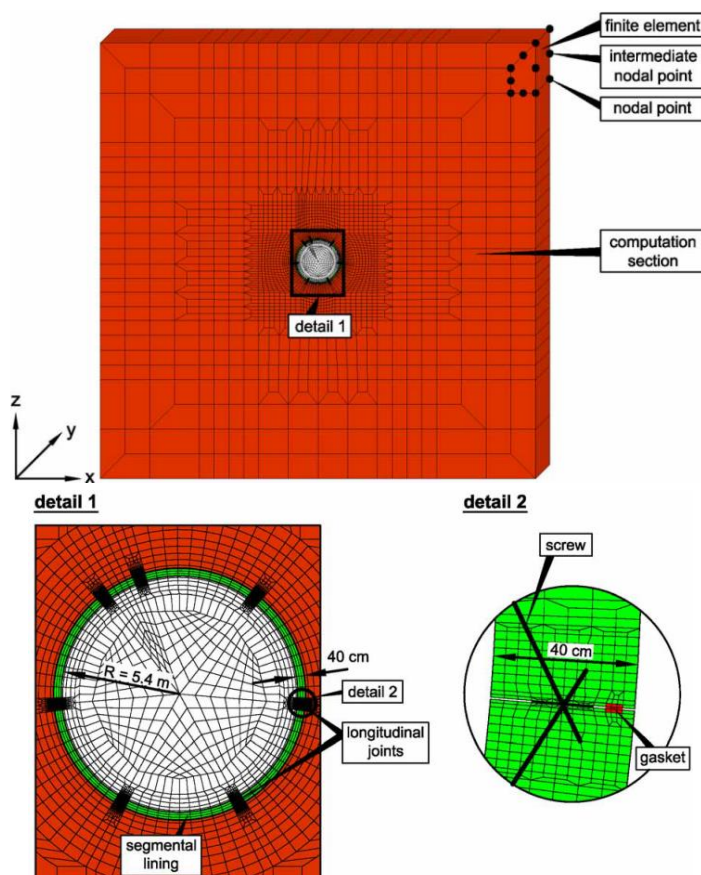
Základní výhody komplexních modelů kontinua jsou následující:

- Je možné modelovat odděleně jednotlivé geologické vrstvy (nehomogenní anizotropní prostředí) a použít rozdílné materiálové modely. Lze zavést vliv plastifikace, diskontinuit, poruchových zón a různého stupně překonsolidace.
- Na rozdíl od ostatních modelů lze v modelu uvažovat s postupnými fázemi výstavby a budování segmentového ostění.
- Je možné modelovat ostění libovolného tvaru, proměnné tuhosti s konkrétními detaily spojení mezi jednotlivými segmenty.
- Pomocí 3D modelů lze stanovit změny napjatosti v blízkosti čelby při jednotlivých etapách výstavby a redistribuci napjatosti v podélném směru tunelu.

- Umožňují zavést od výpočtu vliv změn v napjatosti okolního horninového prostředí vlivem vysokého zatížení na povrchu, nerovnoměrného terénu, blízkých podzemních děl a jiných konstrukcí (pažicí konstrukce, kotvení, základy nadzemní zástavba apod.).
- Pomocí modelů kontinua se dá stanovit sedání povrchu, případně vliv jiných kompenzačních opatření.
- Ve 3D modelu je možné modelovat příčné rozrážky pro tunelové propojky a další složité prostorové problémy například křížení dvou podzemních staveb.
- Lze modelovat vliv vztaku působícího na ostění a interakci s horninovým prostředím.

Text níže je zaměřen na tvorbu numerického modelu kontinua za použití metody konečných prvků. Více informací o této numerické metodě obsahuje kapitola 23.1 *Stručný popis základních principů metody konečných prvků*. V současné době se jedná o bezesporu nejrozšířenější metodu výpočtu, která se používá například k simulaci změny napjatosti v okolí podzemního díla, k určení stability a dimenzování jednotlivých konstrukčních prvků. Osvědčila se, mimo jiné oblasti použití, také jako velice účinná pro modelování segmentového ostění.

Základním předpokladem je diskretizace určitého spojitého kontinua, které má být vyšetřováno, pomocí jednotlivých prvků konečné velikosti – tzv. konečných prvků. Tyto prvky jsou navzájem propojeny v konečném počtu uzlů na jejich hranicích (viz Obr. 300). Důležitá je míra zjednodušení numerického modelu s ohledem na předpokládaný cíl a výsledky výpočtu. Lze modelovat globální stabilitu celého podzemního díla velikosti několik desítek metrů i například průběh zatížení v blízkosti těsnících profilů, velikosti několik centimetrů, mezi jednotlivými segmenty.

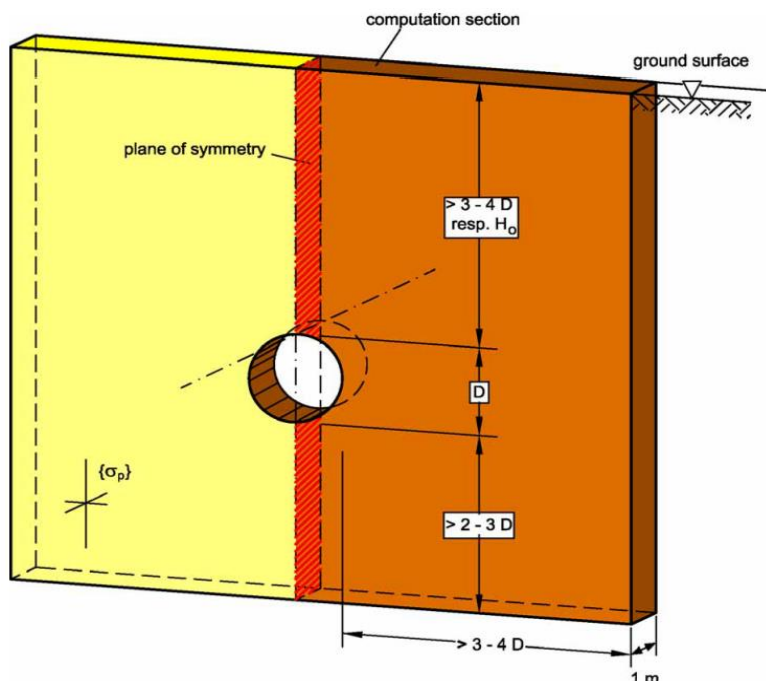


Obr. 300: Diskretizace kontinua pomocí sítě konečných prvků (Finite element – konečný prvek, Intermediate nodal point – mezilehlý uzel, Nodal point – uzel sítě, Computation section – řešená oblast, Detail – detail, Longitudinal joints – podélné spoje, Segment lining – segmentové ostění, Screw – šroub, Gasket – těsnící profil) (Wittke, a kol., 2007, s. 121)

22.2.3.1 Velikost řešené oblasti

Podzemní stavby jsou často liniové. Z tohoto důvodu je přípustné globální stabilitu vyšetřovat na vertikálních plátech reprezentujících určitý výřez horninovým masivem. V případě že je chování hornin izotropní a jsou správně zvoleny okrajové podmínky, může být úloha omezena na 2D rovinnou deformaci. Většina novodobých výpočetních programů ale zpracovává analýzu na základě tzv. pseudo-3D modelu, kdy modeluje 3D úlohu s tloušťkou horninového masivu ve směru osy tunelu rovnou 1,0 m.

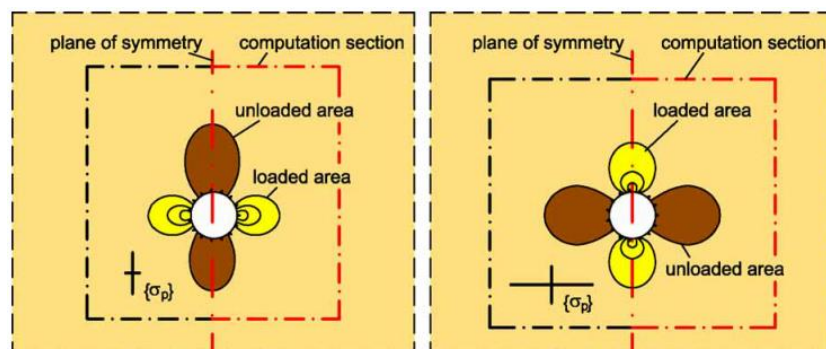
Hlavním požadavkem pro volbu správného rozsahu výpočetního modelu je, aby okrajové podmínky neovlivňovaly průběh napětí a deformací od provedených zásahů do horninového masivu. Tento požadavek musí být splněn v každém případě. Pokud by tomu tak bylo, mohly by být zkresleny i výsledky v zájmové oblasti kolem výrubu. Obecně hraje největší roli zkušenost a cit statika provádějící výpočet. Pro volbu dostatečného rozsahu numerického modelu je rozhodující velikost a tvar výrubu. Na Obr. 301 jsou uvedeny doporučené hodnoty pro tunel kruhového tvaru v izotropním prostředí při dominantním vertikálním zatížení a horizontálním povrchu terénu.



Obr. 301: Doporučený rozsah výpočetního modelu v izotropním prostředí (Plane of symmetry – rovina symetrie, Ground surface – povrch terénu, Computation section – řešená oblast) (Wittke, a kol., 2007, s. 123)

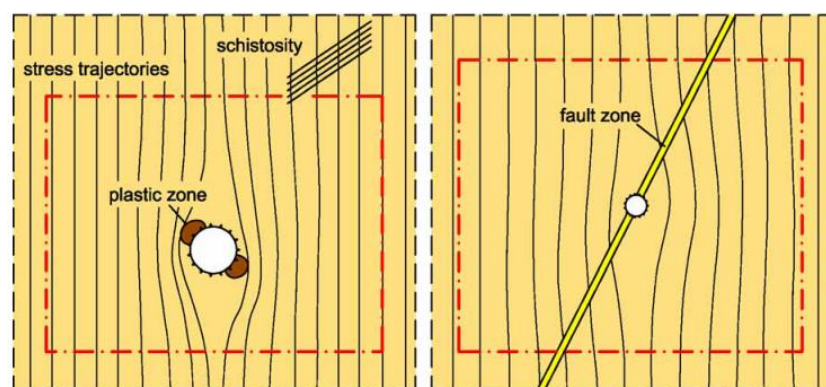
Pokud to rozložení modelu umožňuje, je vhodné využít symetrie a redukovat numerický model na polovinu. Otázkou hloubky řešené oblasti se zabývalo několik prací. Pokud je zvolena hloubka spodní hranice modelu příliš nízká, dochází k nereálným svislým deformacím horninového masivu v oblasti pod modelovanou podzemní stavbou.

Na velikost řešené oblasti má také vliv orientace dominantního primárního napětí. Primární napětí jsou napětí, která se v masivu vyskytují před provedením jakéhokoli zásahu. Jsou ovlivněna genezí a historií zatěžování horninového masivu. Pokud je primární napjatost v hornině způsobena pouze její vlastní tíhou, pak je první hlavní napětí orientované ve svislém směru. V tomto případě je rozsah odtížené oblasti vlivem provedení výrubu nad a pod tunelem větší než velikost oblasti koncentrovaných napětí po bocích tunelu. Proto je rozhodující dostatečná hloubka řešené oblasti (viz Obr. 302 vlevo). V opačném případě, kdy je větší hlavní napětí vodorovné, rozhoduje šířka numerického modelu (viz Obr. 302 vpravo).



Obr. 302: Určení velikosti numerického modelu na základě orientace primárních napětí – vlevo dominantní svislé napětí, vpravo vodorovné hlavní napětí (Plane of symmetry – rovina symetrie, Computation section – řešená oblast, Unloaded area – odtížená oblast, Loaded area – přitížená oblast) (Wittke, a kol., 2007, s. 124)

Jestliže probíhá ražba v anizotropním prostředí, je chování horninového masivu obvykle nesymetrické. Z tohoto důvodu nemůže být model uvažován pouze svou polovinou. Rozložení plastických zón v blízkosti výrubu má na velikost výpočetního modelu také významný vliv, protože redistribuce napjatosti v těchto oblastech je již limitována určitou hodnotou. Ve směru plastických oblastí je třeba výpočetní model úměrně zvětšit (viz Obr. 303 vlevo). Stejně tak i nehomogenity vyskytující se v intaktním horninovém masivu ovlivní chování horninového masivu po provedení výrubu. Opět není obvykle možné využít symetrický numerický model a řešenou oblast je nutné dostatečně zvětšit (viz Obr. 303 vpravo).



Obr. 303: Zvětšení rozsahu numerického modelu vlevo na základě anizotropického chování horninového masivu, vpravo na základě výskytu poruchové zóny (Stress trajectories – směr hlavního napětí, Schistosity – foliace (vrstevnatost), Plastic zone – plastická oblast, Fault zone – oblast poruchy) (Wittke, a kol., 2007, s. 124)

Na velikost numerického modelu mají vliv také změny v hydrogeologických podmínkách. Například zaklesnutí hladiny podzemní vody po provedení výrubu, které mohou ovlivňovat napjatost i ve velké vzdálenosti od tunelu dle propustnosti zastižených zemín či hornin.

Na základě provedeného výpočtu a jeho výsledků by mělo být pro každý numerický model ověřeno, že nejsou průběhy deformací, respektive napětí ovlivněny špatně zvolenými okrajovými podmínkami. To je nejlépe poznat na trajektoriích hlavních napětí.

22.2.3.2 Míra diskretizace řešené oblasti

Vedle správně zvolené velikosti řešené oblasti má na přesnost získaných výsledků značný vliv také diskretizace kontinua a jeho rozdělení do sítě jednotlivých konečných prvků. Čím je síť jemnější (při stejném počtu uzlů na konečný prvek), tím by měly být dosažené výsledky přesnější. Přesnost výpočtu lze zvýšit také použitím složitějších prvků s vyšším počtem vnitřních uzlů.

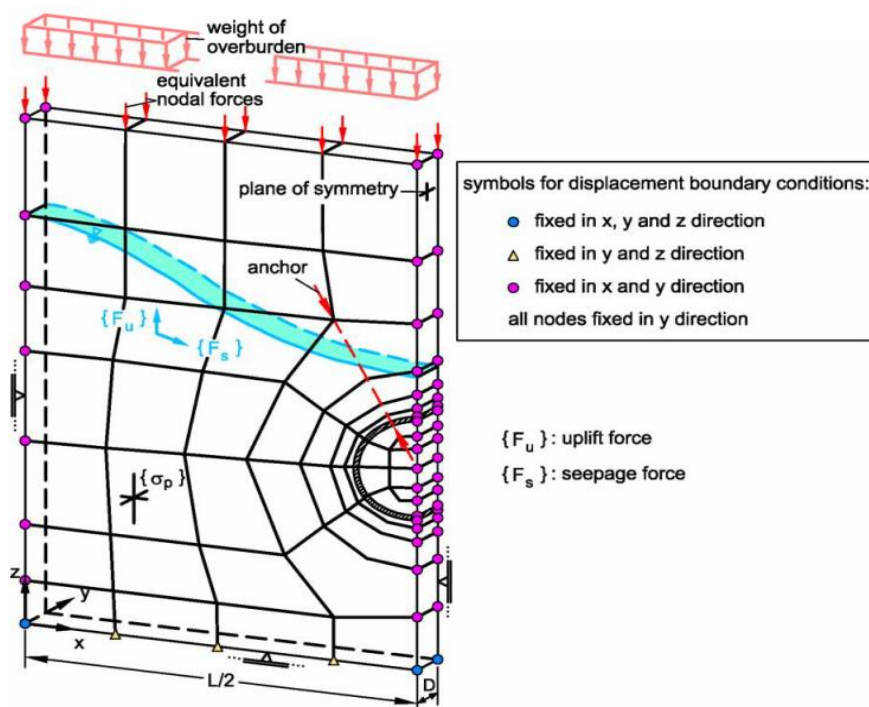
Obecně by se měla síť volit jemnější v těch zájmových oblastech, kde jsou předpokládány velké změny napětí a deformací, nebo tam, kde požadujeme přesnější výsledky výpočtu. V případě podzemních staveb je to obvykle v blízkosti výrubu. Nevýhodou příliš husté sítě konečných prvků mohou být zvýšené nároky na výpočetní techniku a čas potřebný ke zpracování úlohy.

22.2.3.3 Okrajové podmínky

Poté, co je definován rozsah řešené oblasti a síť konečných prvků, musí být zaručeno, že na hranici budou omezeny deformace takovým způsobem, aby nedošlo k narušení průběhu primární napjatosti masivu v přirozeném stavu.

Pro izotropní podmínky jsou okrajové podmínky následující (viz Obr. 304):

- Uzlové body sítě konečných prvků na vertikálních hranicích modelu jsou podepřeny pouze ve směru horizontálním.
- Uzlové body sítě konečných prvků na spodní horizontální hranici modelu jsou podepřeny ve směru vertikálním i horizontálním (postačuje podepření pouze v rohových bodech).
- Všechny uzlové body jsou podepřeny ve směru osy tunelu (v rovině y dle Obr. 304).



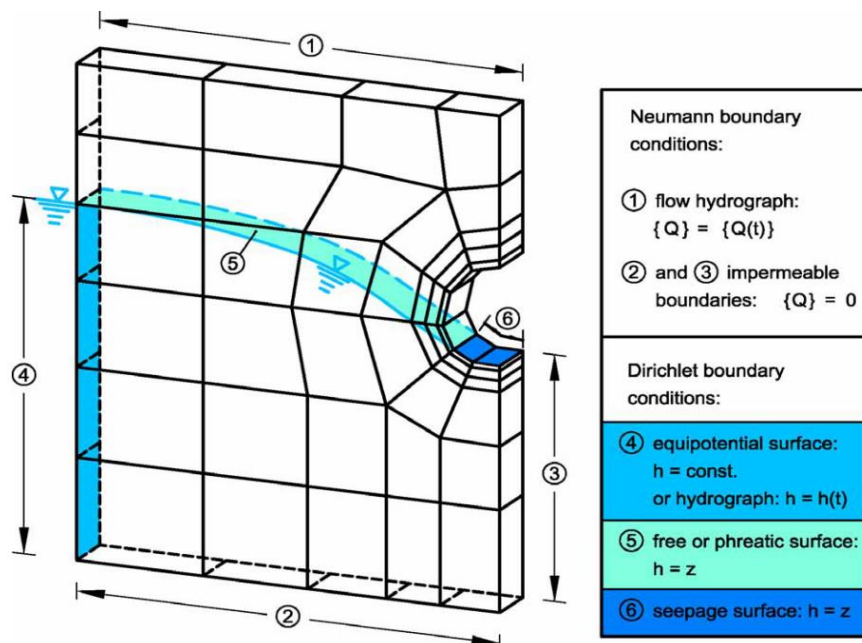
Obr. 304: Okrajové podmínky pro izotropní prostředí (Symbols for displacement boundary conditions – symboly pro znázornění okrajových podmínek, Fixed – bráněno, Direction – směr, All node fixed in y direction – všem uzlům bráněno deformaci ve směru osy y , Weight of overburden – tíha nadloží, Equivalent nodal forces – ekvivalentní uzlové síly, Plane of symmetry – rovina symetrie, Anchor – kotva, Uplift force – vztahová síla, Seepage force – proudový tlak) (Wittke, a kol., 2007, s. 127)

Poznámka k Obr. 304: Stejně jako tíha nadloží u horní hranice modelu a síly od případného kotvení, jsou také síly působící podzemní vody (jako výsledky analýzy proudění) přidávány do uzlových hodnot k ostatním silovým účinkům.

Okrajové podmínky v případě anizotropního prostředí, zvýšených vodorovných napětí od tektonických či jiných vlivů popisuje například Wittke, a kol. (2007, s. 128-130).

Pro úlohu proudění podzemní vody vlivem provedení výrubu v izotropním prostředí jsou okrajové podmínky definovány dle Obr. 305. Použity jsou zde dva základní typy okrajových podmínek:

- Neumanovy okrajové podmínky spojené s tokem (přítokem) podzemní vody (na hranici 1 časově závislý přítok například srážkami, nebo nepropustné hranice, kde je tok nulový).
- Dirichletovy okrajové podmínky související s tlaky podzemní vody, respektive s hydraulickými výškami (na hranici 4 výška odpovídající původní hladině podzemní vody, na hranici 6 volná hladina, nebo například na hranici 5 hladina podzemní vody, která je jedním z výsledků analýzy proděnění).

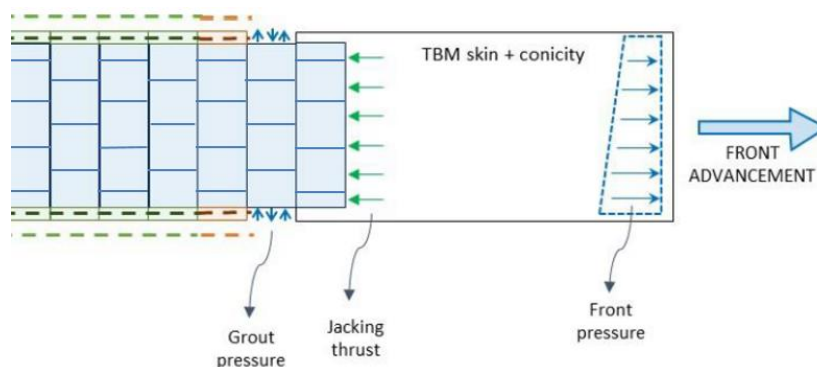


Obr. 305: Okrajové podmínky pro úlohu proděnění v izotropním prostředí (Neumann boundary condition – Neumanova okrajová podmínka, Flow hydrograph – hydrograf proudění, Impermeable boundaries – nepropustné okrajové podmínky, Dirichlet boundary conditions – Dirichletova okrajová podmínka, Equipotential surface – ekvipotenciální plocha, Free or phreatic surface – volná hladina, Seepage surface – povrch, kde voda prosakuje) (Wittke, a kol., 2007, s. 130)

22.2.3.4 3D modelování průběhu mechanizovaného tunelování v úloze kontinua

Jestliže je výpočet proveden v režimu 3D, je pro stanovení korektního napjatostního stavu horninového masivu, který spolupůsobí se segmentovým ostěním, rozhodující rozumné zohlednění všech rozhodujících zatěžovacích stavů.

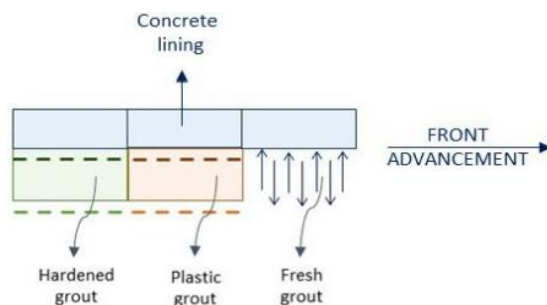
Proces mechanizovaného tunelování je sice kontinuální. Obvykle se ale modeluje následnými kroky v každé výpočetní fázi, která odpovídá provedení výrubu na délku jednoho prstence segmentového ostění (viz schematický Obr. 306).



Obr. 306: Schematický podélný řez znázorňující modelování výrubu na šíři jednoho prstence (Front advancement – směr ražby, TBM skin + conicity – plášť štítu + konicita, Front pressure – podpůrný tlak čelby, Grout pressure – injektážní tlak, Jacking thrust – tlak štítových lisů) (Fabozzi, 2017, s. 84)

Postup zadání dalšího výpočetního kroku je popsán níže:

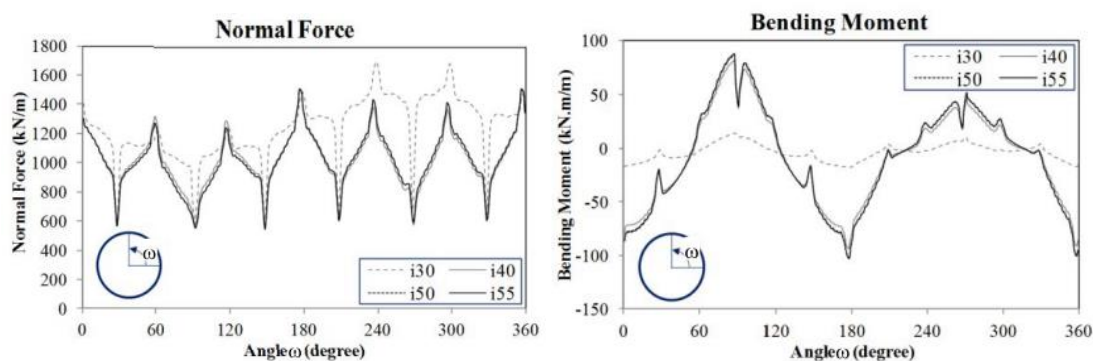
- Realizace výrubu v šířce jednoho prstence ostění deaktivací příslušného objemu vytěžené horniny.
- Zajištění čelby tlakem podpůrného média. Nejčastěji pomocí spojitého zatížení, které s hloubkou narůstá vlivem objemové tíhy rubaniny. Viz kapitola 20.5.1 *Podélné síly*.
- Posun těla štítu, které je obvykle tvořeno skořepinovými elastickými prvky a namodelování jeho podélné konicity (zpravidla pomocí vynucené kontrakce povrchu štítu), která simuluje efekt volné mezery za štítem. Tím je umožněna určitá deformace horninového masivu a redistribuce napjatosti.
- Interakce mezi štítem a okolním horninovým masivem bývá realizována pomocí kontaktních prvků.
- Sestavení nového prstence ostění pod ochranou pláště štítu pomocí aktivace příslušných konečných prvků a simulace spojů mezi jednotlivými segmenty. Viz kapitoly 22.3 *Nepřímé metody zavedení vlivu podélných spojů mezi segmenty*, 22.4 *Přímé metody zavedení vlivu podélných spojů* a 22.5 *Zavedení vlivu příčných spojů mezi segmenty*.
- Mezi štítem a tímto prstencem ostění aktivovaný kontaktní prvek. Pozn.: V některých případech bývá tento krok vypuštěn a síly štítových lisů působí na prstenec, který je až vně těla štítu.
- Působení tlaku štítových lisů na nově sestavený prstenec ostění. Zatížení štítovými lisami (viz kapitola 20.5.1 *Podélné síly*) po výšce ostění s hloubkou roste. Je možné použít spojitě zatížení po obvodě prstence nebo lépe simulovat síly štítových lisů pomocí osamělých sil působících přímo v jejich reálné poloze.
- Na první prstence za štítem aplikace zatížení radiálním injektážním tlakem (současně také na horninový masiv). Ten opět po výšce ostění roste vlivem objemové hmotnosti tekuté injektážní směsi. Více v kapitole 20.6 *Zatížení injektážním tlakem*.
- Simulace plastického chování injektážní hmoty aktivací prvků v mezikruží za dalším prstencem (viz Obr. 307). Pozn.: Rozsah této oblasti závisí na rychlosti tuhnutí injektážní hmoty a rychlosti postupu tunelovacího stroje. V některých případech se uvažuje pouze s lineárním materiálovým modelem.
- Změna materiálových vlastností výplňového materiálu na ztvrdlou injektáž za všemi následujícími prstenci (viz Obr. 307).
- Aktivace příslušných kontaktních prvků modelujících vzájemné působení mezi horninovým masivem – injektovaným materiálem – segmentovým ostěním. Míra spolupůsobení je závislá chování horninového masivu.
- Simulace dalších vlivů jako například: teplotní zatížení ostění, zatížení kroucením řezné hlavy apod.



Obr. 307: Způsob zavedení tuhnutí injektážní hmoty do numerického modelu (Front advancement – směr ražby, Concrete lining – betonové ostění, Fresh grout – čerstvá injektážní hmota, Plastic grout – plastická injektážní hmota, Hardened grout – vytvrdlá injektážní hmota) (Fabozzi, 2017, s. 85)

Dalším podstatným rozdílem 2D a 3D výpočtu je správné nastavení počátečních podmínek zahájení ražby tak, aby byl numerický model okrajovými podmínkami co nejméně ovlivněn. Z hlediska reálného působení není správné ve výpočtovém kroku, který následuje po stanovení primární napjatosti zasadit ihned štít s několika prstenci do horninového prostředí bez předchozího postupné interakce. Z tohoto důvodu se doporučuje první výpočetní kroky provádět postupně tak, že se štít do hranice numerického modelu začíná „prorážet“ postupně z hranice řešené oblasti. Relevantní výsledky je pak možné čekat až v místech dostatečně vzdálených od tohoto místa zahájení ražeb. Proto je také ideální zvolit 3D numerický model dostatečně dlouhý.

Jedině prostorový výpočet může zohlednit vliv postupné změny vnitřních sil v jednom konkrétním prstenci při následné ražbě a sestavování nových prstenců. Je tedy třeba rozlišovat mezi krátkodobými a výslednými dlouhodobými hodnotami namáhání ostění. Z výsledků výpočtů, které provedl Do (2014) je tento efekt patrný. Na Obr. 308 je příklad průběhu normálové síly a ohybového momentu na referenčním prstenci (i30). Číslo za znakem „i“ znázorňuje v jaké vzdálenosti od prstence i30 je v daném okamžiku čelba. Například graf i40 znázorňuje průběh vnitřních sil na prstenci i30 když je čelba na pozici budoucího prstence i40. Je vidět, že se s postupem čelby mění i namáhání jednotlivých prstenců ostění.



Obr. 308: Průběh normálové síly (vlevo) a ohybového momentu (vpravo) na referenčním prstenci při postupně vzdalující se čelbě (Normal force – normálové síla, Bending moment – ohybový moment, Angle – úhel, Degree – stupeň) (Do, 2014, s. 139)

22.3 Nepřímé metody zavedení vlivu podélných spojů mezi segmenty

Obecně vzato každý netuhý spoj snižuje ohybovou tuhost jakékoli konstrukce. Větších deformací dosáhne prstence složený ze segmentového ostění v porovnání se souvislým ostěním bez spojů. Na této myšlence jsou založeny nepřímé metody, které zavádí explicitně do výpočtu sníženou ohybovou tuhost souvislého prstence ostění. Tímto způsobem je zaveden globální vliv redukované tuhosti ostění v místě spojů. Myšlenka nepřímého zavedení podélného spoje do výpočtu koresponduje s prostorovým chováním ostění a přemostěním ohybových momentů u ostění s neprůběžným podélným spojením. K tomuto účinku přispívají také spojovací prvky umísťované do míst příčných spojů. Příkladem může být návrh *Japanese Society of Civil Engineers (JSCE, 1996)*, kde je uvedeno doporučení na snížení ohybové tuhosti souvislého prstence ostění (prostřednictvím hodnoty ξ) o 30 až 50 %. Většina tamních projektů ale vychází z experimentálního testování segmentového ostění v měřítku 1:1, z kterého je redukční součinitel laboratorně přesně určen. Tyto nepřímé metody je vhodné použít, pokud je pro výsledky výpočtu důležitější chování celého systému (ostění – horninový masiv) než jednotlivých izolovaných prvků segmentového ostění a jednotlivých spojů. Příkladem může být stanovení sedání nadloží a analýza stability horninového masivu v okolí ostění. Velice významnou nevýhodou tohoto typu výpočtu je nemožnost modelovat spoje ve své skutečné poloze a tím získat realističtější průběh vnitřních sil.

22.3.1 EMI model

Nejjednodušší způsob zavedení nelineární tuhosti podélných spojů do výpočtu je na základě tzv. EMI modelu (Effective moment of inertia of liners model) dle *Muir Wooda (1975)*, který stanovuje „náhradní“ redukováný moment setrvačnosti celého souvislého prstence ostění v závislosti na celkovém počtu podélných spojů. Ostění je modelováno jako spojitě. Vliv spojů mezi segmenty na jeho ohybovou tuhost je podle *Muir Wooda (1975)* možné uvažovat, pokud je po ostění rozděleno čtyřmi a více spoji. Efektivní moment setrvačnosti I_e prstence ostění se spočítá na základě následujícího vztahu (Rov. 19):

$$I_e = I_s + I_o \cdot \left(\frac{4}{m}\right)^2 \quad I_e < I_o \quad 4 < m \quad \left| \text{Rov. 19} \right.$$

kde:

- I_s je moment setrvačnosti ve spáře mezi segmenty
- I_o je moment setrvačnosti plného průřezu ostění
- m je počet segmentů (spár) v prstenci (závěrný klenák se obvykle neuvažuje)

22.3.2 RR model

Dalším příkladem nepřímé metody zavedení spojů mezi sousedními segmenty může být tzv. RR model (Reducing liner rigidity model). Důležité je poznamenat, že níže uvedené přístupy obvykle předpokládají rovnoměrné uspořádání segmentů v prstenci.

22.3.2.1 Model dle Liu a Hou

Existuje více studií, které se stanovením redukčního faktoru zabývají. Jeho odvozená hodnota se získá například z následujících vztahů (viz Rov. 20) dle *Liu a Hou (1991)*, které jsou založeny na maximální vodorovné deformaci souvislého prstence ostění:

$$\xi = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{R \cdot K_{RO}} \sum_{i=1}^m \cos(\beta_i) \cdot \cos(2\beta_i)} \quad \left(0 < \beta_i < \frac{\pi}{2}\right) \quad \left| \text{Rov. 20} \right.$$

kde:

- ξ je redukční faktor
- EI je ohybová tuhost ostění
- K_{RO} je rotační tuhost v místě podélného spoje
- β_i je úhel, který svírá podélný spoj od svislice po vodorovnou rovinu
- m je počet podélných spojů v daném úhlovém rozmezí
- R je poloměr ostění

22.3.2.2 Model dle Blom

Obdobné vzorce pro stanovení redukčního součinitele (viz Rov. 21) zavádí také Blom (2002). Předpoklady této metody výpočtu jsou následující:

1. Prstenec ostění je charakterizován oblastmi s vysokou a nízkou ohybovou tuhostí. To jsou samotné segmenty a místa jejich vzájemného spojení.
2. Jednotlivé prstence jsou vždy vzájemně uspořádány tak, aby spoj na jednom prstenci sousedil se segmentem na prstenci předchozím a i následujícím (podmínka neprůběžného podélného spoje).
3. Tato konfigurace prstenců umožňuje „přemostění“ ohybového momentu, který by nemohl být přenesen spojem, do sousedních přilehlých segmentů ostění.
4. Výpočet uvažuje pouze chování podélných spojů v počátečních fázích jejich pracovního diagramu.

$$\xi = \frac{1}{1 + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{\vartheta} \cdot (C_x + C_y)} \quad \vartheta = \frac{l_t^2 \cdot R}{t^3}$$

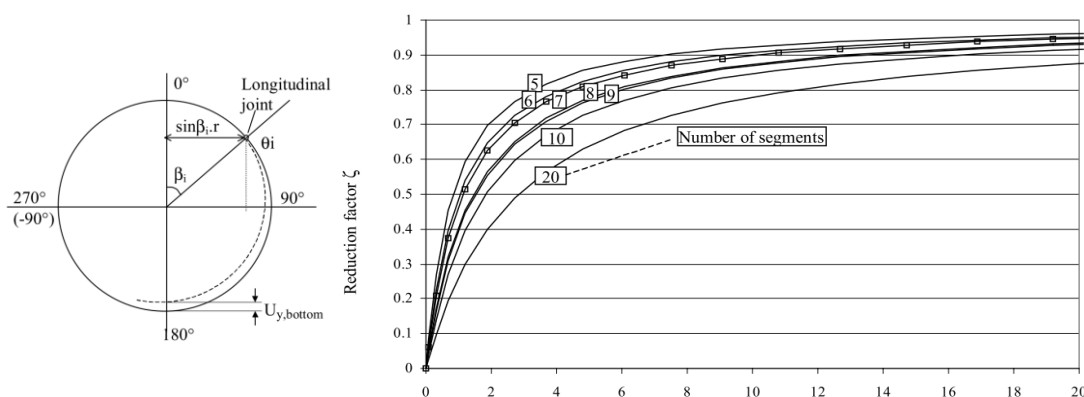
$$C_x = \sum_{-\frac{\pi}{2} < \beta_i}^{\beta_i < +\frac{\pi}{2}} \cos(2\beta_i) \cdot \cos(\beta_i) \quad C_y = - \sum_{0 < \beta_i}^{\beta_i < \pi} \cos(2\beta_i) \cdot \sin(\beta_i)$$

Rov. 21

kde:

- t je uvažovaná tloušťka ostění
- l_t je šířka kontaktní plochy podélného spoje
- R je poloměr ostění
- C_x a C_y jsou koeficienty závislé na počtu a rozložení podélných spojů.

Redukční faktor je také možné jednoduše stanovit z grafu na Obr. 309. Na horizontální ose je vynesena koeficient ϑ .



Obr. 309: Redukční faktor pro opravu ohybové tuhosti při modelování homogenního prstence ostění (Longitudinal joint – podélný spoj, Reduction factor – redukční faktor, Number of segments – počet segmentů, Bottom - spodní) (Blom, 2002a, s. 31, s. 58)

Upravená tuhost prstence ostění se stanoví následovně:

$$EI_{eq} = \xi \cdot EI_{full,hom}$$

Rov. 22

kde:

- EI_{eq} je ohybová tuhost segmentového ostění
- $EI_{full,hom}$ je ohybová tuhost ostění bez spojů (souvislého ostění)

Pokud je třeba uvažovat vzájemné spolupůsobení sousedních prstenců, je nutné redukční faktor v závislosti na typu spoje upravit.

Pomocí následujících kroků je tato metoda zavedena do statického výpočtu:

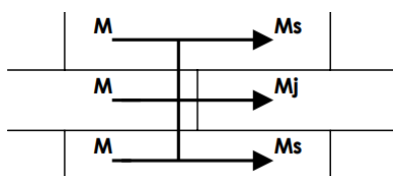
1. Stanovení redukčního faktoru ξ a úprava ohybové tuhosti ostění.
2. Provedení statického výpočtu.
3. Modifikace hodnot ohybového momentu získaného z numerického výpočtu M na opravené hodnoty ohybového momentu na segmentu M_s a spoji M_j podle vztahů dle Rov. 23:

$$M_s = (1 + \xi) \cdot M$$

$$M_j = (1 - \xi) \cdot M$$

Rov. 23

4. Normálové síly zůstávají stejné. Normálová tuhost se nemění.



Obr. 310: Rozdělení ohybového momentu v místě podélného spoje mezi segmenty (ITA working group No. 2, 2000, s. 318)

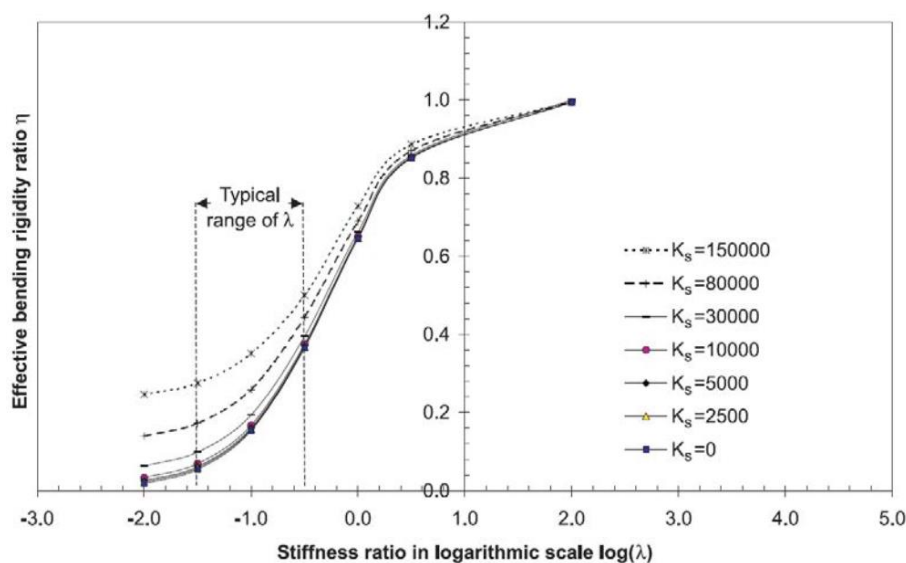
Z hlediska deformačního chování je tento postup dostatečný a poskytuje spolehlivé výsledky. Jak je ale vidět z předchozího bodu 3, touto metodou nelze získat reálný průběh vnitřních sil pro návrh celého prstence ostění. Výsledkem jsou pouze určité průměrné hodnoty, proto se doporučuje při dimenzování segmentů používat spíše sofistikovanější postupy a přímé metody.

22.3.2.3 Ovlivnění redukčního součinitele kvalitou horninového masivu

Segmentové ostění vždy určitou měrou spolupůsobí s okolním horninovým masivem. Je tedy zřejmé, že redukce ohybové tuhosti prostřednictvím globálního součinitele ξ musí být také závislá na kvalitě okolního horninového prostředí. Jinak se segmentové ostění (se stejným geometrickým uspořádáním) chová v měkkých zeminách a například poloskalních horninách. Toto má vliv při stanovení tuhosti náhradního souvhlého prstence. Proto Lee a Gee (2001) provedli řadu numerických výpočtů, ke stanovení vlivu odolnosti (tuhosti) horninového masivu na chování ostění.

Z Obr. 311 je možné po spočtení poměru tuhosti spoje λ určit, v závislosti na tuhosti horniny K_s [kN/m³] redukční parametr $\xi(\eta)$ pro pozdější výpočty se souvhlým prstencem ostění.

Pozn.: Definice redukčního parametru a poměru tuhosti obsahuje kapitola 22.1.3 *Ohybová tuhost solitérního prstence ostění*.



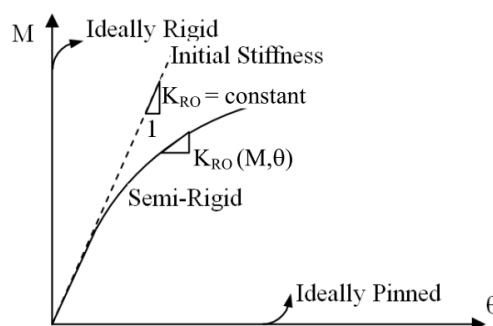
Obr. 311: Závislost redukčního parametru, poměrné tuhosti spoje a tuhosti horninového masivu (Effective bending rigidity ratio – redukční parametr, Stiffness ratio in logarithmic scale – poměrná tuhost spoje v logaritmickém měřítku, Typical range – typický rozsah) (Do, 2014, s. 10)

Z výsledků také vyplývá, že pro nízké hodnoty $K_s < 3000 \text{ kN/m}^3$, je redukční parametr méně závislý na tuhosti horninového masivu a mění se pouze se změnou poměru tuhosti spoje. Zároveň je vidět, že vztah mezi K_s a $\xi(\eta)$ je více proměnlivý, pokud použito ostění s flexibilnějšími spoji (kdy λ dosahuje menších čísel).

22.4 Přímé metody zavedení vlivu podélných spojů do výpočtu

Přímé metody zavádí do výpočtu vliv spojů přímo prostřednictvím polotuhých styčníků vložených do pozice reálných styků mezi jednotlivými segmenty tunelového ostění. Skutečné chování podélného spoje není ani kloubové ani zcela tuhé.

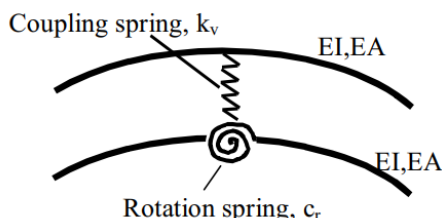
Nejméně vhodné je sestavit numerický model ostění pouze s vloženými prostými klouby. Daleko realističtějších výsledků lze dosáhnout s použitím tzv. BSM (Beam Spring Model), kde jsou spoje mezi segmenty modelovány speciálními styčnými s předem definovanou rotační tuhostí ležící mezi okrajovými hodnotami netuhého kloubu a dokonalého vetknutí (viz Obr. 312). Takový typ spojení pak umožňuje přenášet určitý ohybový moment při určitém natočení v místě spoje.



Obr. 312: Případy možného chování spoje dvou prvků (Ideally rigid – dokonale tuhý, Initial stiffness – počáteční tuhost, Constant – konstantní, Semi-rigid – polotuhý, Ideally pinned – dokonale netuhý) (Fabozzi, 2017, s. 26)

22.4.1 Modelování spoje rotační pružinou

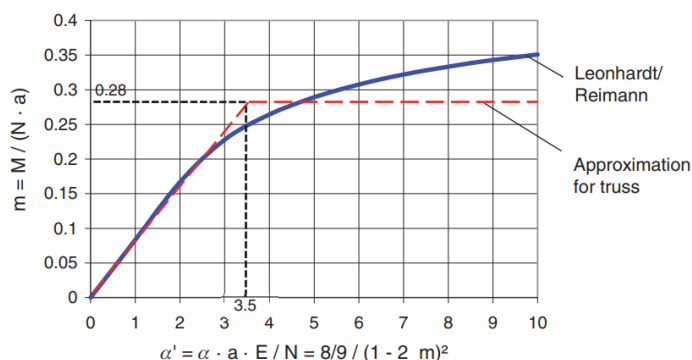
Jednou z možností, jak zavést vliv nelineární tuhosti podélného spoje do celkové tuhosti prstence segmentového ostění, je modelovat každý konkrétní podélný spoj pomocí speciálních rotačních polotuhých styčníků. Klíčovým parametrem je pak stanovení průběhu tuhosti rotační pružiny. Tu lze získat kalibrací na základě experimentálních zatěžovacích zkoušek. Další možností je použít některou z teorií, které lze nalézt v odborné literatuře např. nejrozsáhlejší teorii dle Janssena (1983).



Obr. 313: Schéma numerického modelu s rotační pružinou v místě podélného spoje (Coupling spring – pružina simulující vliv mezi sousedními prstenci ostění, Rotation spring – rotační pružina simulující vliv podélných spojů) (Blom, 2002a, s. 27)

22.4.1.1 Zjednodušený model podélného spoje dle doporučení DAUB

Jestliže je třeba provést rychlý předběžný výpočet, může být k odvození rotační tuhosti pružného prvku simulujícího podélný spoj použito doporučení dle (DAUB, 2013). Obecně nelineární průběh rotační tuhosti je nahrazen bilineárním (viz Obr. 314).



Obr. 314: Průběh rotační tuhosti podélného spoje (Approximation for truss – aproximace pro nosník) (DAUB, 2013, s. 25)

Limitní ohybový moment M_{lim} , pootočení při limitním momentu $\varphi(M_{lim})$ a směrnice lineární větve tuhosti k se spočtou dle následujících vztahů (viz Rov. 24):

$$M_{lim} = 0,28 \cdot b \cdot l_t \cdot N \quad \varphi(M_{lim}) = 3,5 \cdot \frac{N}{l_t \cdot E_c}$$

$$k = \frac{M_{lim}}{\varphi(M_{lim})} = \frac{0,28}{3,5} \cdot l_t^2 \cdot b \cdot E_c \cong \frac{1}{12} \cdot l_t^2 \cdot b \cdot E_c$$

Rov. 24

kde:

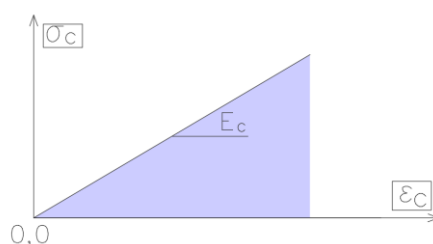
- M je ohybový moment
- N je působící normálová síla
- l_t je šířka kontaktní plochy podélného spoje
- b je šířka ostění
- E_c je modul pružnosti betonu ostění

Tento vztah odpovídá přesně odvozenému vztahu pro fázi chování I Janssenova modelu (viz 22.4.1.2 Model podélného spoje dle předpokladů Janssena).

22.4.1.2 Model podélného spoje dle předpokladů Janssen

Tato metoda byla původně vyvinuta pro určení tuhosti spojů mezi nosníky prefabrikovaných betonových mostů. Aby mohlo být stanoveno namáhání a deformace v místě podélného spoje, je třeba vždy předpokládat určitou oblast přenosu (anglicky transfer zone), která se podílí na natočení v místě podélného spoje. Janssen předpokládá, že přímá kontaktní plocha mezi dvěma betonovými segmenty může být z globálního hlediska konstrukce reprezentována betonovým prvkem s šířkou odpovídající šířce kontaktní plochy a délkou (přenosovou délkou, výškou ovlivněné zóny) odpovídající stejné vzdálenosti (viz Obr. 316 vlevo). Tuto délku přenosové oblasti potvrdil v experimentech i Leonhardt a Reimann (1966).

Chování betonového prvku v odvozených vzorcích je elastické při působení tlakového namáhání, přičemž tahová únosnost je nulová (viz pracovní diagram na Obr. 315).

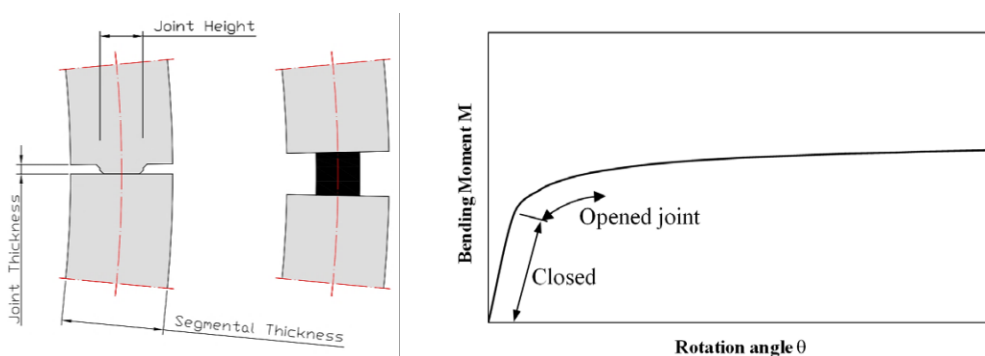


Obr. 315: Lineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi I a II)

Dalším předpokladem je lineární chování pro malé hodnoty přetvoření a rotací. Nelineární chování se projevuje až od větších hodnot natočení při postupném otevření podélného spoje. Prostorový vliv ani výztuž nejsou v odvození uvažovány. Jedná se o úlohu rovinné napjatosti.

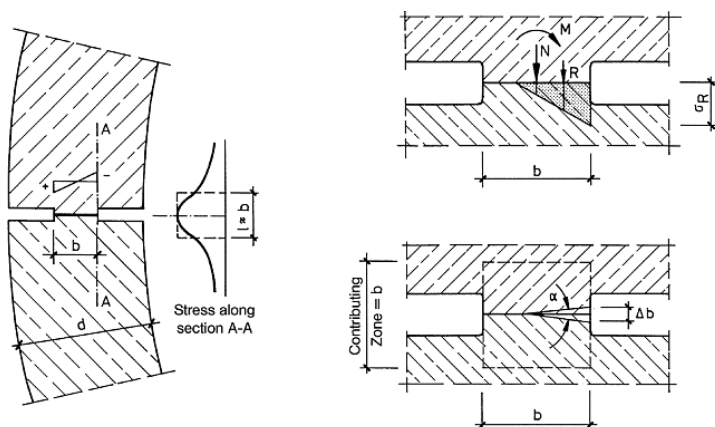
Janssen zjednodušuje chování podélného spoje na dvě základní fáze chování (viz Obr. 316 vpravo):

- Fáze uzavřeného spoje (fáze I)
- Fáze otevřeného spoje (fáze II)



Obr. 316: Vlevo řez podélným spojem se zavedením zjednodušení; vpravo závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení ve styčniku dle Janssen (Joint thickness – tloušťka spoje, Segmental thickness – tloušťka ostění, Joint height – výška spoje, Bending moment – ohybový moment, Rotation angle – úhel pootočení, Closed – uzavřený, Opened joint – otevřený spoj) (Luttikholt, 2007, s. 13) (Do, 2014, s. 214)

Odvozené vztahy dle Janssen uvedené níže vychází ze základního předpokladu, že působící kombinace normálové síly a ohybového momentu vyvolá v krajních vláknech průřezu určité napětí σ_R (viz Obr. 317). Toto napětí má za následek relativní přetvoření. Součet deformací po délce přenosové oblasti vyvolá určité stlačení. To může být převedeno na základě šířky tlačené oblasti na poměrnou rotaci v podélném spoji. Pro každou kombinaci vnějšího zatížení je tak možné získat jednu hodnotu natočení spoje a sestavit závislosti ohybového momentu na úhlu natočení.



Obr. 317: Vlevo průběh svislého napětí v podélném spoji; vpravo nahoře působící normálové napětí, vpravo dole znázornění rotace v podélném spoji (Stress along section A-A – napětí na řezu A-A, Contributing zone – ovlivněná zóna) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133)

První fáze konstantní tuhosti podélného spoje nastává, když je spoje zcela uzavřen a v celé své šířce namáhán pouze tlakovým napětím. Normálová napětí od ohybu na straně „tažených“ vláken nepřekročí tlaková napětí od normálové síly. Normálová síla působí v blízkosti těžiště v jádře průřezu. Je zde patrná lineární elastická závislost mezi natočením spoje a přenášeným ohybovým momentem.

Excentricita normálové síly v této fázi je omezena následovně (jádnem průřezu):

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l_t}{6}$$

Rov. 25

kde

- e je excentricita
- M je ohybový moment
- N je normálová síla
- l_t je šířka kontaktní plochy podélného spoje

Rotační tuhost v této fázi působení je vidět níže (viz Rov. 26):

$$k_I = \frac{1}{12} \cdot l_t^2 \cdot b \cdot E_c$$

Rov. 26

kde

- b je šířka ostění (obvykle se uvažuje v prutových modelech 1 m)
- E_c je modul pružnosti betonu ostění

Z rovnice uvedené výše je vidět, že tuhost podélného spoje v této fázi působení je závislá pouze na jeho geometrických parametrech a materiálových vlastnostech použitého betonu, ne na velikosti působícího vnějšího zatížení. Detailní odvození následujícího vztahu je součástí Příloha č. 1: Odvození rotační tuhosti (fáze I).

Podélný spoj přechází z fáze působení I do fáze II v okamžiku, kdy ohybový moment a pootočení přesáhnou následující hodnoty (viz Rov. 27):

$$M_{I-II} = \frac{1}{6} \cdot N \cdot l_t$$

$$\theta_{I-II} = 2 \cdot \frac{N}{l_t \cdot b \cdot E_c}$$

Rov. 27

Při působení vyšší excentricity zatížení dochází k postupnému otevírání podélného spoje mezi segmenty ostění, nastává fáze chování II. Kontaktní plocha se zmenšuje. Chování spoje již není lineární. Rotační tuhost není konstanta a klesá s narůstající excentricitou. Zatím ale stále nedochází k plastifikaci betonu v krajních vláknech tlačené oblasti.

Excentricita normálové síly v této fázi je omezena následovně:

$$e \geq \frac{l_t}{6}$$

Rov. 28

Rotační tuhost podélného spoje v této fázi je zapsána v Rov. 29:

$$k_{II} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1 \right)^2}}$$

Rov. 29

Ze vztahu uvedeného výše je patrné, že tuhost spoje je závislá nejen na jeho geometrických parametrech a materiálových vlastnostech použitého betonu, ale také na velikosti působícího vnějšího zatížení.

Detailní odvození výše uvedeného vztahu obsahuje *Příloha č. 2: Odvození rotační tuhosti (fáze II)*.

Maximální teoretický ohybový moment, který je spoj schopný v této fázi přenést je:

$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot N \cdot l_t$$

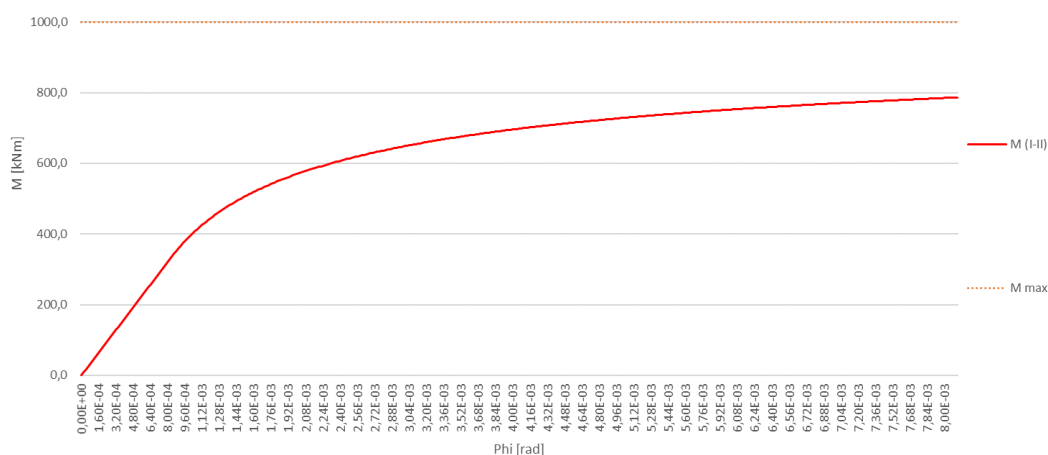
Rov. 30

Ten odpovídá případu, kdy normálová síla působí přesně na okraji průřezu s excentricitou rovnou polovině šířky kontaktní plochy.

Příklad závislosti ohybového momentu na úhlu natočení s uvážením fáze I a II je znázorněn na Obr. 318.

Vstupní údaje pro výpočet jsou následující:

- působící normálová síla $N = 5,0 \text{ MN}$
- tloušťka ostění $t = 0,5 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$

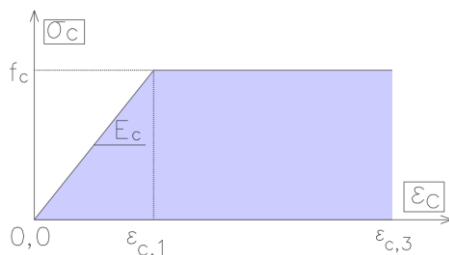


Obr. 318: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I a II

22.4.1.3 Doplnění modelu o plastické chování betonu (fáze III-a, III-b)

V této podkapitole je provedeno doplnění vztahů pro vyjádření rotační tuhosti podélného spoje o vliv plastického přetváření betonu. Je uvažován účinek postupného plastického přetváření krajních vláken tlakem betonového průřezu vlivem vzrůstající excentricity normálové síly. Narůstající tlaková napětí od momentového zatížení vedou k překročení tlakové pevnosti betonu a uplatnění vlivu plasticity až do chvíle, než je zcela vyčerpána kapacita průřezu.

Předpokládá se chování betonu dle zjednodušeného bilineárního pracovního diagramu znázorněného na Obr. 319. Tahová pevnost betonu je opět vyloučena.



Obr. 319: Bilineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi III-a, III-b)

V této chvíli se řešení problému větví. Mohou nastat tyto dva následující případy postupného přetváření a vývoje napjatosti na podélném spoji.

Případ 1

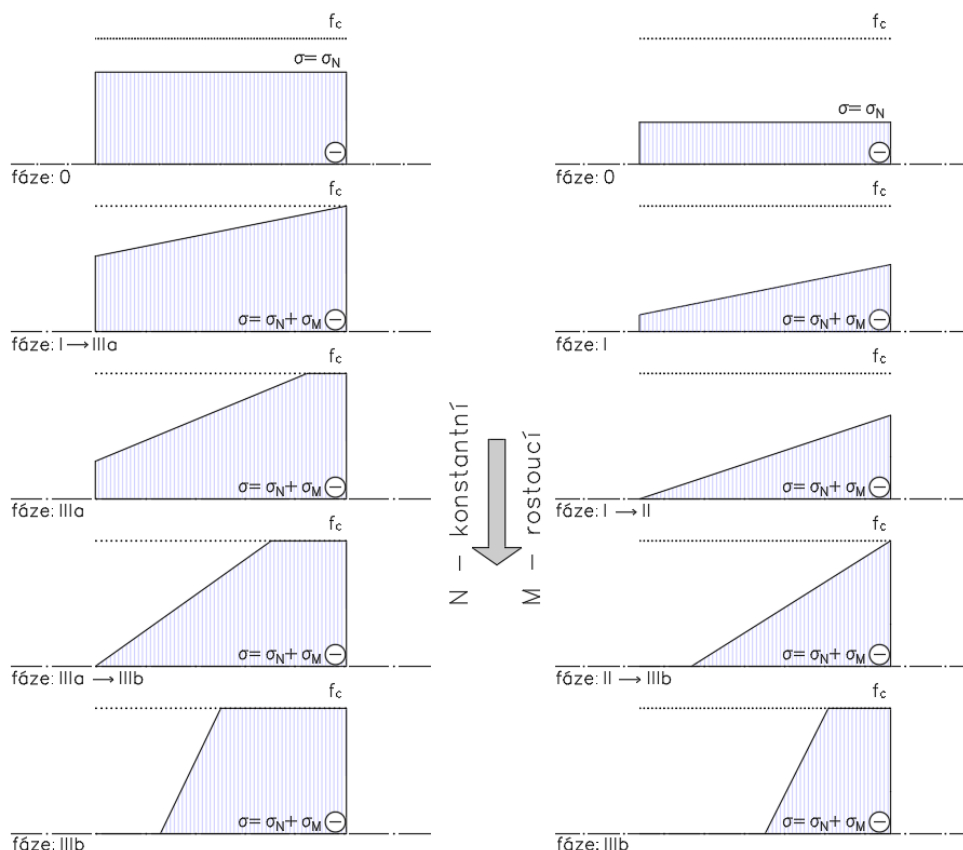
Viz Obr. 320 vlevo. Normálová síla působící na podélný spoj (fáze 0) vyvolává rovnoměrné tlakové napětí, jehož hodnota se blíží tlakové pevnosti betonu. Při narůstajícím ohybovém namáhání (fáze I) je poměrně rychle dosaženo v krajních vláknech pevnosti betonu v tlaku (fáze I → III-a), aniž by se podélný spoj otevíral. Celý průřez je tedy stále ještě tlačný. Následuje postupná plastifikace průřezu (fáze III-a) až do té chvíle, kdy je na „tažené“ straně průřezu dosaženo nulového napětí (fáze III-a → III-b). V této chvíli se spoj začíná postupně rozevírat. Při působení většího ohybového namáhání dochází k dalšímu plastickému přetváření průřezu (fáze III-b).

Za povšimnutí stojí fakt, že se podélný spoj při tomto případě chování nikdy nenačází ve fázi působení II. V praxi je Případ chování 1 méně obvyklý. Prstenec ostění je namáhán tak vysokými počátečními normálovými silami, že je již téměř vyčerpána jeho tlaková kapacita. Pokud tento stav nastane při statickém návrhu, je vhodné v tomto případě raději zvětšit tloušťku ostění. Každopádně toto působení podélného spoje je reálné a teoreticky se vyskytovat může.

Případ 2

Viz Obr. 320 vpravo. Podélný spoj je namáhán určitou hodnotou normálové síly (fáze 0). Při postupném nárůstu ohybového momentu (fáze I) se průřez dostane do situace, kdy je v krajních momentově „tažených“ vláknech dosaženo nulové hodnoty napětí (fáze I → II). Poté probíhá postupné otevírání spoje (fáze II) až do chvíle, než je v tlačných vláknech dosaženo meze pevnosti betonu v tlaku (fáze II → III-b). Následuje plastické přetváření betonového průřezu až do doby, než je zcela vyčerpána jeho kapacita (fáze III-b).

Obvyklejší bývá, že se podélný spoj chová právě podle tohoto případu chování.



Obr. 320: Příklad 1 (vlevo) – plastifikace na počátku při celém tlačném průřezu; případ 2 (vpravo) – plastifikace až po otevření podélného spoje

Rotační tuhost fáze III-a

Rotační tuhost ve fázi chování III-a lze vyjádřit následovně (viz Rov. 31):

$$k_{III-a} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{2 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c - 2 \cdot l_t \cdot N}{b \cdot E_c \cdot \left(\frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \right)^2}} \quad \text{Rov. 31}$$

Tuhost k_{III-b} je, mimo výše uvedené, veličina závislá také na pevnosti betonu v tlaku a limitní hodnotě relativního přetvoření betonu v tlaku.

Detailní odvození rotační tuhosti podélného spoje k_{III-a} je součástí Příloha č. 3: Odvození rotační tuhosti (fáze III-a)

Rotační tuhost fáze III-b

Rotační tuhost ve fázi chování III-b lze vyjádřit následovně (viz Rov. 32):

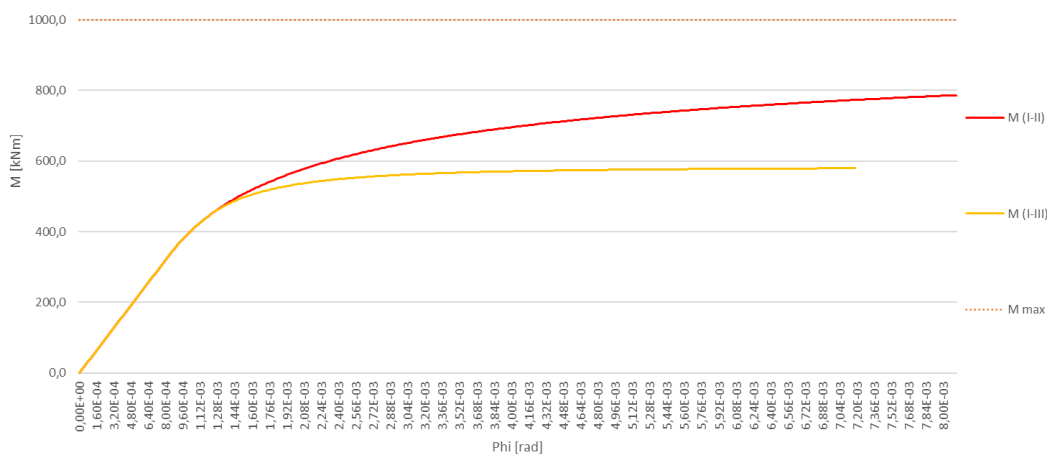
$$k_{III-b} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{f_c^2 \cdot b \cdot l_t}{E_c \cdot \sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}} \quad \text{Rov. 32}$$

Detailní odvození rotační tuhosti podélného spoje k_{III-b} je součástí Příloha č. 4: Odvození rotační tuhosti (fáze III-b).

Příklad závislosti ohybového momentu na úhlu natočení s uvážením fáze I-III je znázorněn na Obr. 321. Pro názornou ukázkou rozdílu mezi zavedením a nezavedením vlivu plasticity je vykreslena tato závislost také pro fázi I a II se stejnými vstupními parametry.

Vstupní údaje pro výpočet jsou následující:

- případ chování 2
- působící normálová síla $N = 5,0 \text{ MN}$
- tloušťka ostění $t = 0,5 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- tlaková pevnost $f_c = 30,0 \text{ MPa}$
- limitní přetvoření betonu tlaku $\varepsilon_{c,3} = 0,35 \%$

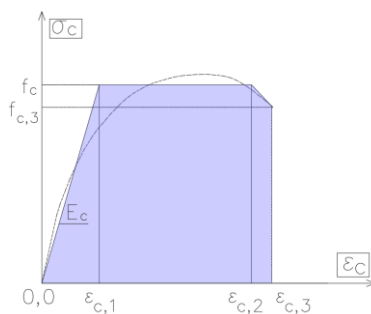


Obr. 321: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-III

Ve většině statických výpočtů bývá simulována pouze fáze I. Sofistikovanější modely umožňují zavést i fázi II. Obdobnou myšlenku zavedení plastické větve pracovního diagramu betonu do stanovení rotační tuhosti podélného spoje pro fázi III-b popisuje i Blom (2002). Neuvádí ale konkrétní vztahy, definice a větvení problému na dva případy.

22.4.1.4 Doplnění modelu podélného spoje o vliv změkčení betonu (fáze IV)

Reálný pracovní diagram betonu je obecně nelineární, obvykle parabolického tvaru s určitým změkčením při vyšších hodnotách relativního přetvoření. Nejjednodušším způsobem zavedení změkčení je nahrazení této sestupné větve pracovního diagramu přímkou. Příklad takového pracovního diagramu je znázorněn na Obr. 322.



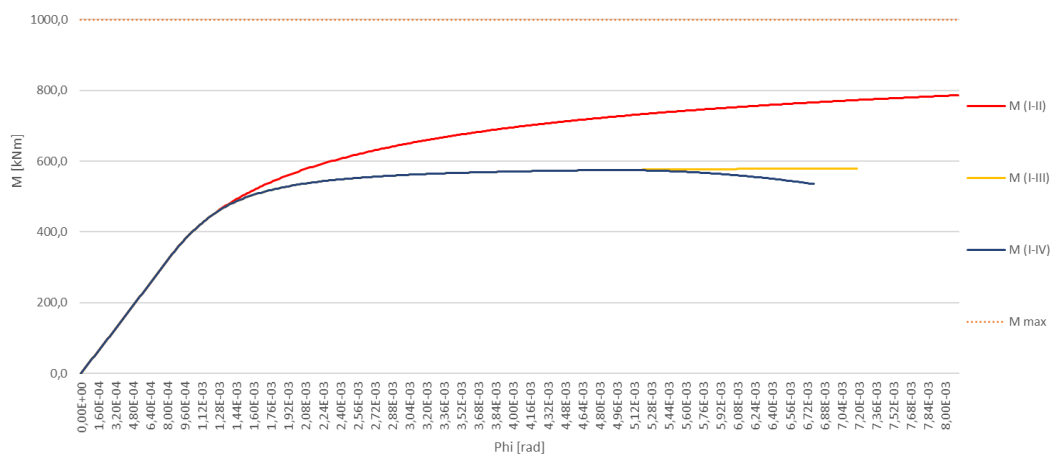
Obr. 322: Příklad idealizovaného pracovního diagramu betonu se zohledněním změkčení (fáze IV)

Odvození analytického vztahu pro rotační tuhost podélného spoje při uvážení této fáze chování je velice komplikované. Odvození základních vztahů spolu s detailním postupem ke stanovení závislosti mezi ohybovým momentem a úhlem natočení obsahuje Příloha č. 5: *Odvození rotační tuhosti (fáze IV)*.

Příklad závislosti ohybového momentu na úhlu natočení s uvážením fáze I-IV je znázorněn na Obr. 323. Pro názornou ukázkou rozdílu mezi zavedením a nezavedením vlivu změkčení betonu jsou vykresleny průběhy pro všechny předchozí fáze chování, za předpokladu stejných vstupních veličin.

Vstupní údaje pro výpočet jsou následující:

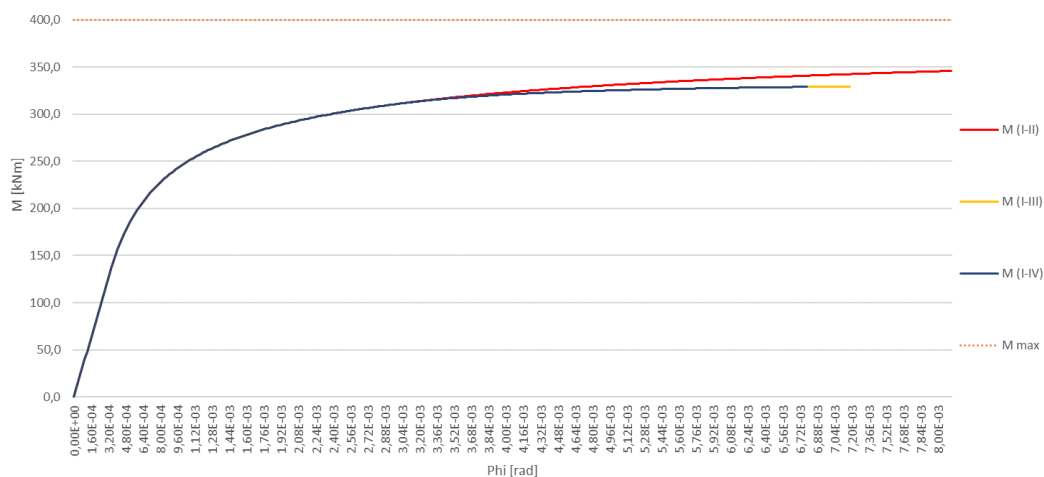
- případ chování 2
- působící normálová síla $N = 5,0 \text{ MN}$
- tloušťka ostění $t = 0,5 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- tlaková pevnost $f_c = 30,0 \text{ MPa}$
- limitní přetvoření betonu tlaku $\varepsilon_{c,3} = 0,35 \%$
- přetvoření na mezi změkčení $\varepsilon_{c,2} = 0,25 \%$
- pevnost betonu v tlaku při porušení $f_{c,3} = 20,0 \text{ MPa}$



Obr. 323: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-IV (vysoké N)

Obdobně jako ve fázi III působení podélného spoje i zde je vliv změkčení patrný, pouze pokud je prvek zatěžován vyšším počátečním tlakovým namáháním od normálové síly, které může v pozdějších fázích v kombinaci s ohybovým namáháním způsobit překročení pevnosti betonu v tlaku, a nakonec i překročení limitní hodnoty poměrného přetvoření betonu v tlaku.

Pro porovnání s Obr. 323 jsou níže na Obr. 324 vykresleny křivky jednotlivých fází chování podélného spoje pro malou hodnotu normálové síly: $N = 2,0 \text{ MN}$.



Obr. 324: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-IV (malé N)

22.4.1.5 Citlivostní analýza vstupních parametrů

V této kapitole budou vykresleny průběhy závislosti ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje pro sledování vlivu vstupních údajů na jejich výsledný průběh. Použit bude odvozený nejkomplexnější model působení podélného spoje s vlivem plasticity i změkčení. Rozsahy a měřítko obou os (ohybového momentu a úhlu natočení) budou pro všechny porovnání uzamčena, aby bylo patrné, jaký mají jednotlivé veličiny vliv na: tuhost v počáteční fázi přetváření, limitní ohybový moment, který může být přenesen a limitní natočení průřezu, než dojde k podrcení betonu.

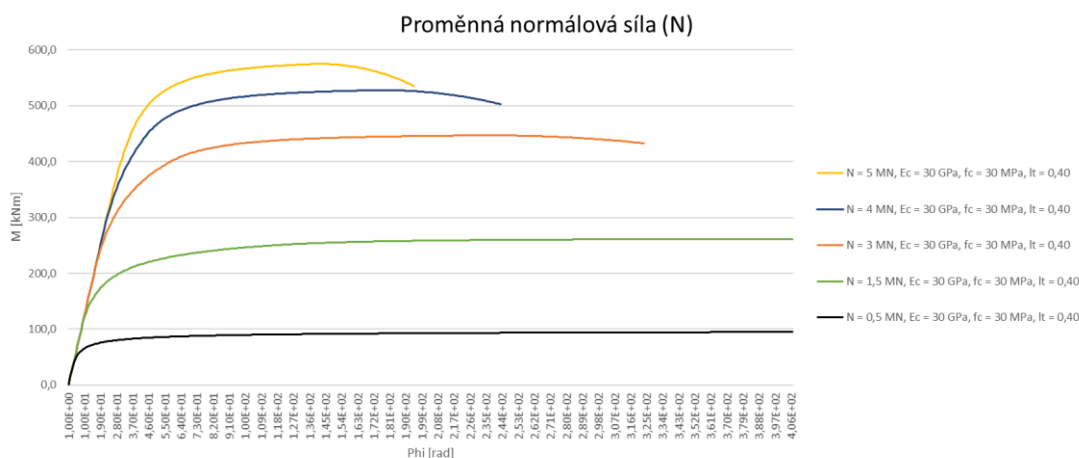
Variovány budou následující parametry, které největší měrou rozhodují o chování výpočetního modelu:

- N - normálová síla
- l_t - šířka kontaktní plochy
- E_c - modul pružnosti betonu
- f_c - pevnost betonu (resp. $f_{c,3}$)

Ostatní vstupní parametry budou neměnné a jejich číselné hodnoty jsou následující:

- případ chování 2
- tloušťka ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- limitní přetvoření betonu tlaku $\varepsilon_{c,3} = 0,35 \%$
- přetvoření na mezi změkčení $\varepsilon_{c,2} = 0,25 \%$
- pevnost betonu v tlaku při porušení $f_{c,3} = 20,0 \text{ MPa}$

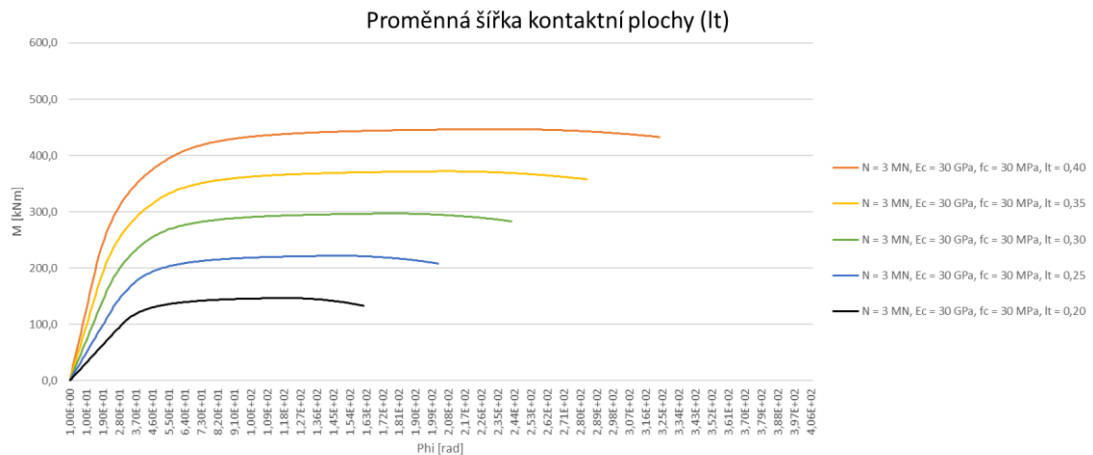
Nejprve je na Obr. 325 představeno porovnání průběhů pro různé hodnoty normálové síly. Čím na podélný spoj působí vyšší normálová síla, tím je delší fáze působení I, kdy je spoj uzavřený. Tuhost v této fázi je konstantní. Zároveň čím je vyšší hodnota normálové síly, tím se více projevuje vliv plastické fáze působení, popř. vliv následného změkčení. Při působení malé normálové síly dochází k tomu, že se spoj poměrně rychle rozevívá, aniž by ale bylo dosaženo v krajních vláknech pevnosti betonu v tlaku. To nastane až při vysokých hodnotách natočení. Z průběhů je také patrné, jaké je pro průřez při působení dané normálové síly limitní natočení (vztaženo k okamžiku, kdy je v krajních tlačných vláknech dosaženo poměrného přetvoření $\varepsilon_{c,3}$). Tato hodnota pak představuje kapacitu průřezu. S rostoucí normálovou silou tedy roste limitní ohybový moment, ale klesá limitní natočení podélného spoje.



Obr. 325: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty normálové síly (N)

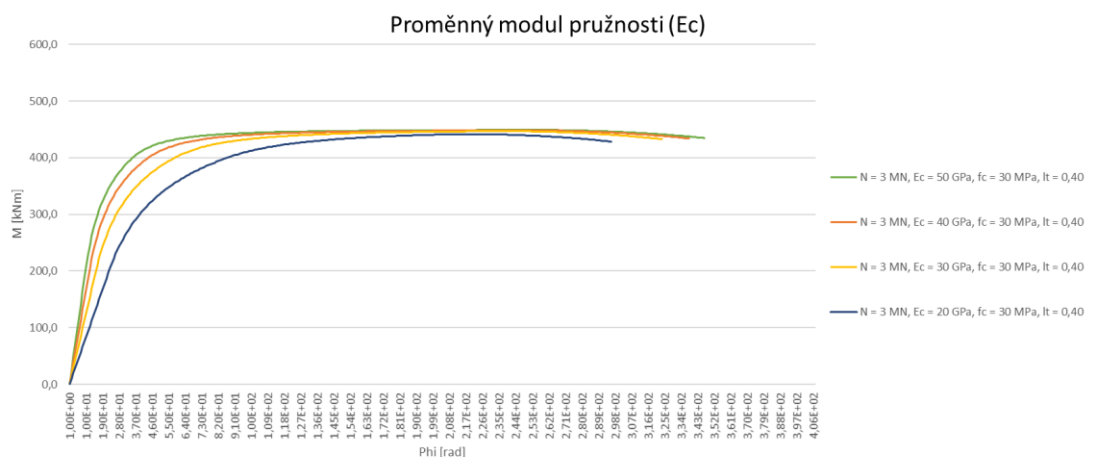
Další sada průběhů (viz Obr. 326) představuje vliv šířky kontaktní plochy na průběh zatěžovacích křivek. S narůstající šířkou kontaktní plochy je podélný spoj tužší. Čím je širší

kontaktní plocha, tím je spoj schopen přenést vyšší mezní ohybový moment a může dosáhnout většího mezního natočení.

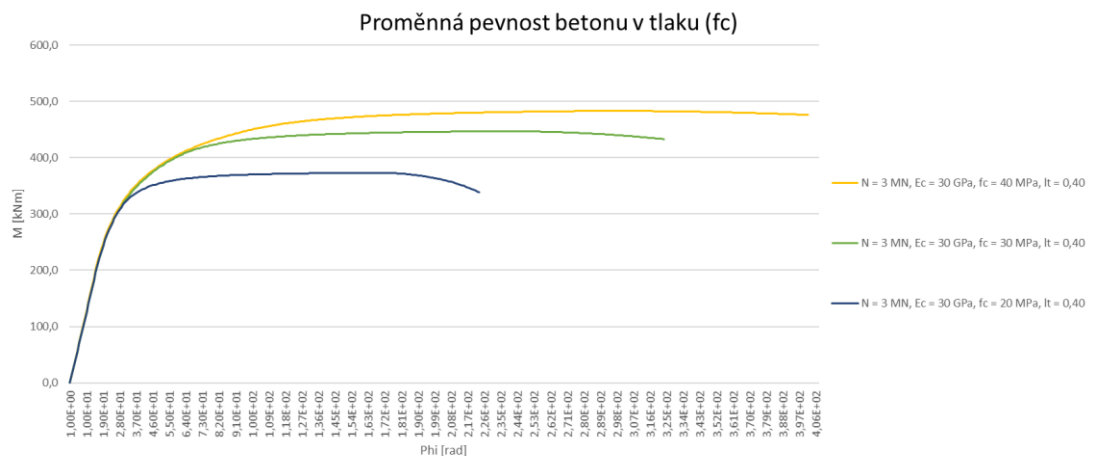


Obr. 326: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty šířky kontaktní plochy (l_t)

Další porovnání průběhů zatěžovacích křivek na Obr. 327 znázorňuje vliv měnícího se modulu pružnosti. Čím je modul vyšší, tím je vyšší tuhosti jak ve fázi, kdy je spoj uzavřen, tak i po otevření. Mezní ohybový moment je u všech křivek téměř totožný. S rozsoudím modulem pružnosti roste limitní natočení průřezu.



Obr. 327: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty modulu pružnosti betonu (E_c)



Obr. 328: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty pevnosti betonu v tlaku (f_c)

V poslední sadě porovnávacích výpočtů na Obr. 328 bude měněna výsledná pevnost betonu. V závislosti na této hodnotě je o stejnou hodnotu upravena i pevnost $f_{c,3}$, tak aby byl vliv změkčení ve všech případech stále stejný. Jak je vidět z jednotlivých průběhů, tuhost počáteční větve zatěžovacích křivek je neměnná. Pevnost betonu má vliv na okamžik, kdy se průřez začne přetvářet plasticky. Vyšší pevnost zvyšuje maximální ohybový moment, který je průřez schopen přenést i limitní natočení podélného spoje.

Z předchozích grafů a průběhů zatěžovacích křivek podélného spoje je patrné, jaké mají jednotlivé veličiny vliv na závislost mezi ohybovým momentem a relativním natočením. Zároveň je zde vidět, jak je ovlivněna počáteční tuhost, limitní ohybový moment, který je spoj schopen přenést, a limitní natočení podélného spoje do chvíle, než se začne beton v tlačené oblasti drtit.

22.4.1.6 Model podélného spoje dle předpokladů Gladwella

Na základě předpokladu lineární elasticity a nelineárního průběhu napětí pod tlakovou plochou (kde napětí na okraji průřezu dosahuje teoreticky nekonečna) odvodil Gladwell (1980) obdobné vztahy mezi ohybovým momentem a natočením pro případ styku dvou přímých kontaktních ploch.

Podrobné odvození Gladwellova modelu spolu s vysvětlením rozdílů oproti Janssenovu modelu je součástí Příloha č. 6: *Odvození rotační tuhosti dle předpokladů Gladwella*.

Obdobně jako Janssen zavádí Gladwell dvě fáze chování spoje:

- Fáze lineární (fáze I)
- Fáze nelineární (fáze II)

Rotační tuhost podélného spoje ve fázi I k_1 je lineární, číselně viz Rov. 33:

$$k_1 = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{32} \cdot \frac{\pi \cdot b \cdot l_t^2 \cdot E_c}{(1 - \nu^2)} \quad \left| \text{Rov. 33} \right.$$

kde:

- M je působící ohybový moment
- θ je natočení v místě podélného spoje
- l_t šířka kontaktní plochy
- b je šířka ostění (obvykle se uvažuje v prutových modelech 1 m)
- E_c je modul pružnosti betonu
- ν je poissonovo číslo betonu

K otevření spoje a následnému nelineárnímu chování dojde ve chvíli, kdy je podélný spoj zatěžován ohybovým momentem rovným M_{I-II} . V této chvíli je napětí na okraji průřezu nulové.

$$M_{I-II} = \frac{1}{4} \cdot l_t \cdot N \quad \left| \text{Rov. 34} \right.$$

kde:

- l_t je šířka kontaktní plochy
- N je působící normálové síla

Limitní úhel rotace mezi lineární a nelineární fází je:

$$\theta_{I-II} = \frac{8 \cdot N \cdot (1 - \nu^2)}{\pi \cdot b \cdot l_t \cdot E_c} \quad \left| \text{Rov. 35} \right.$$

Při porovnání Gladwellova modelu s Janssenovým modelem, kde je zlomový bod zatěžování při otevření podélného spoje při excentricitě $\frac{1}{6} \cdot l_t$, je patrné, že podélný spoj dle Gladwellova modelu se chová déle lineárně a zůstává déle uzavřený.

Vztah pro ohybový moment v závislosti na natočení pro nelineární fázi II chování podélného spoje je následující (viz Rov. 36):

$$M_{II} = \frac{1}{2} \cdot l_t \cdot N - \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N^2}{E_c \cdot b \cdot \pi \cdot \theta} \quad \text{Rov. 36}$$

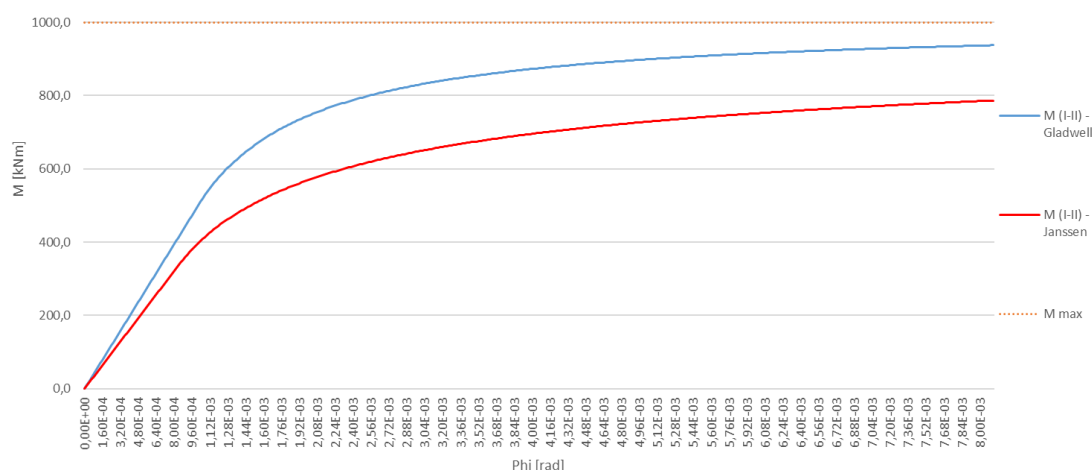
Rotační tuhost podélného spoje ve fázi II k_{II} je nelineární a dána touto hodnotou (viz Rov. 37):

$$k_{II} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N^2}{E_c \cdot b \cdot \pi \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_t \cdot N - M\right)}} \quad \text{Rov. 37}$$

Příklad závislosti ohybového momentu na úhlu natočení s uvážením fáze I a II je znázorněn na Obr. 329. Pro srovnání je zde vykreslen také průběh fáze I a II dle předpokladů Janssenova modelu.

Vstupní údaje pro výpočet jsou následující:

- případ chování 2
- působící normálová síla $N = 5,0 \text{ MN}$
- tloušťka ostění $t = 0,5 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,4 \text{ m}$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu = 0,2$

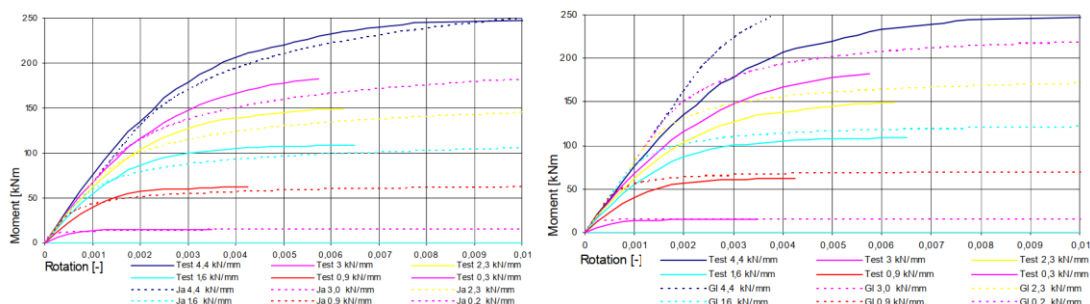


Obr. 329: Závislost mezi ohybovým momentem a natočením pro fázi I a II dle Janssena a Gladwella

Díky koncentraci napětí na okrajích průřezu je počáteční rotační tuhost podélného spoje v porovnání s Janssenovým modelem vyšší. Spoj zůstává déle uzavřen. Na druhou stranu po překonání určité hranice tuhost velice rychle klesá a přibližuje se nelineární větvi. Pro teoreticky nekonečné hodnoty natočení se limtní moment únosnosti spoje obou modelů téměř shoduje.

22.4.1.7 Srovnání s experimentálními daty

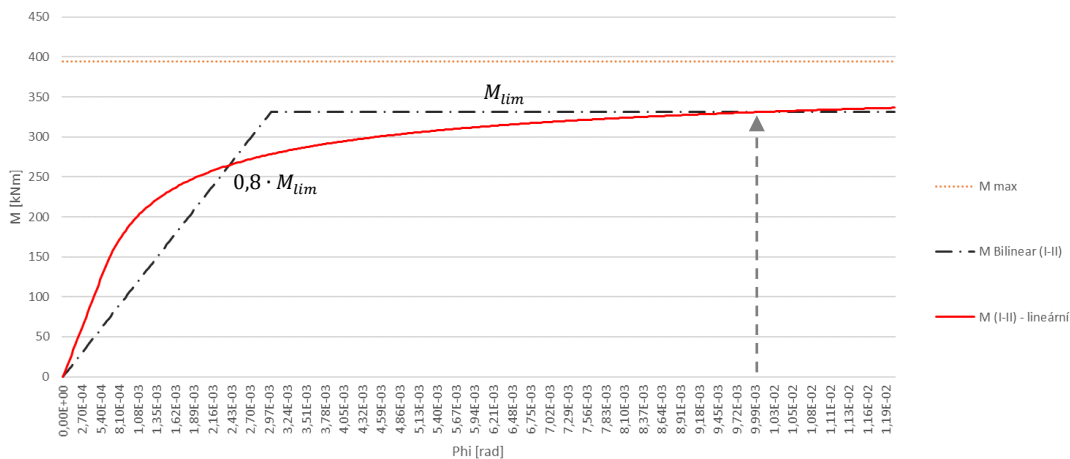
Zajímavé je porovnání výsledků experimentu reálného ostění podle *Hordijk and Gijbsers (1996)* (detailní schéma uspořádání zkoušek a popis v kapitole 22.1.3 *Ohybová tuhost solitérního prstence ostění*) s teoretickým modelem dle Janssena a Gladwella (viz Obr. 330). Z výsledků je patrné, že nejlepší shody obou modelů je dosaženo pro vyšší hodnoty působící normálové síly. Gladwellův model vykazuje tužší chování, jsou zde značné rozdíly především ve velikosti počáteční tuhosti. Na základě experimentálních dat se v tomto případě jeví jako přesnější model dle Janssena, který předpovídá ohybové deformace lépe než Gladwellův model.



Obr. 330: Porovnání experimentálních výsledků s teoretickými modely (Moment – ohybový moment, Rotation – natočení, Test – experiment, Ja – Janssenův model, Gl – Gladwellův model) (Luttikholt, 2007, s. 20)

22.4.1.8 Náhrada nelineárního průběhu bilineárním

Pokud nejsou k dispozici žádná experimentální data o chování podélného spoje za reálných zatěžovacích podmínek, je možné rotační tuhost kalibrovat na základě analytických vztahů odvozených výše. Dle například *Do (2014)* nebo *Thienert a Pulsfort (2011)*, lze nelineární zatěžovací křivku znázorňující závislost ohybového momentu a úhlu natočení (za dané a neměnné hodnoty působící normálové síly) nahradit zjednodušeným bilineárním průběhem.

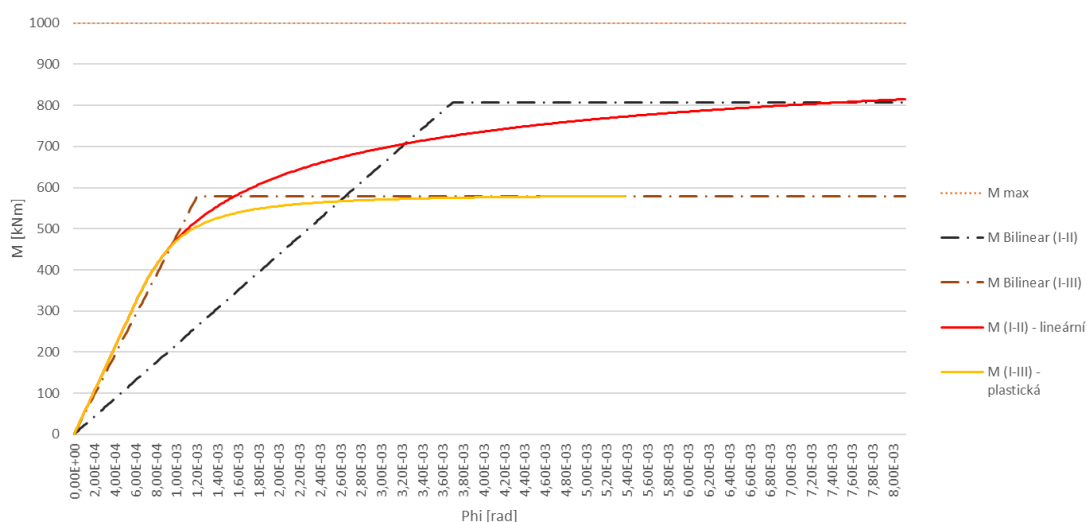


Obr. 331: Příklad nahrazení křivky $M \times \Phi$ pro fázi I a II bilineárním závislostí

Lomový bod bilineárního grafu pak nastává pro hodnotu ohybového momentu, která odpovídá natočení styčnicku $0,01 \text{ rad}$. Strmost lineární větve (lineární rotační tuhost) pak určuje průsečík $0,8 \cdot M_{lim}$ s průběhem stanoveným dle analytických vztahů. Přesný postup odvození popisuje Příloha č. 7: *Odvození parametrů vloženého prutu*.

Při vysokém osovém zatížení je podstatné do bilineární závislosti zahrnout vliv možné plasticity betonu (tedy vliv fáze působení III). Na Obr. 332 jsou znázorněny obě křivky v závislosti na tom, podle jaké teorie byly stanoveny (průsečík křivek opět odpovídá hodnotě $0,8 \cdot M_{lim}$). Z výsledků je vidět, že je velice podstatné vliv plasticity, pokud může nastat, ve výpočtu zohlednit.

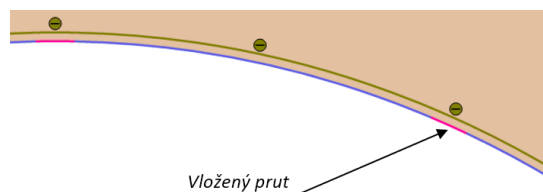
Důležité upozornění je, že se tímto přístupem modeluje ostění s přímými kontaktními plochami. Jestliže by byl použit jiný typ podélného spoje (viz kapitola 17.1 *Podélné spoje*), byly by vztahy pro stanovení tuhosti spoje odlišné.



Obr. 332: Příklad nahrazení nelineární křivky bilineární závislostí ($N = 5,0 \text{ MN}$, $I_t = 0,4$)

22.4.2 Modelování podélného spoje vloženým prutem

Pokud používaný výpočetní software neumožňuje uživateli zavést nelineární tuhost rotační pružiny mezi sousedními segmenty, je možné modelovat rozdílnou tuhost prstence ostění při výpočtu na prutovém modelu prostřednictvím fiktivních prutů, vkládaných na místo podélného spoje segmentového ostění. Detailní popis této metody podává Příloha č. 7: *Odvození parametrů vloženého prutu*.



Obr. 333: Model tunelového ostění s vloženým fiktivním prutem do místa podélného spoje

Při odvození základních parametrů vloženého prutu se opět vychází ze zjednodušeného bilineárního průběhu (viz Obr. 331) rotační tuhosti podélného spoje. Náhradní modul pružnosti představující lineární větev chování vloženého prutu a tloušťka prutu se vypočte na základě definice křivosti ohýbaného prutu dle následujících vzorců (odvození uvedeno v kapitole 48.1 *Odvození parametrů vloženého prutu při lineárním chování*) (viz Rov. 38):

$$t^* = \sqrt{\frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{E_c \cdot b \cdot t}} \quad E_{mod}^* = \sqrt{\frac{E_c^3 \cdot b \cdot t^3}{12 \cdot k_\theta \cdot l}} [Pa] \quad \text{Rov. 38}$$

kde

- t^* je náhradní tloušťka vloženého prutu
- E_{mod}^* je modul pružnosti vloženého prutu
- E_c je modul pružnosti betonu ostění
- k_θ je rotační tuhost lineární větve (dle bilineární MxPhi křivky)
- l je délka vloženého prutu
- b je šířka ostění (obvykle uvažována 1 m)
- t je tloušťka ostění

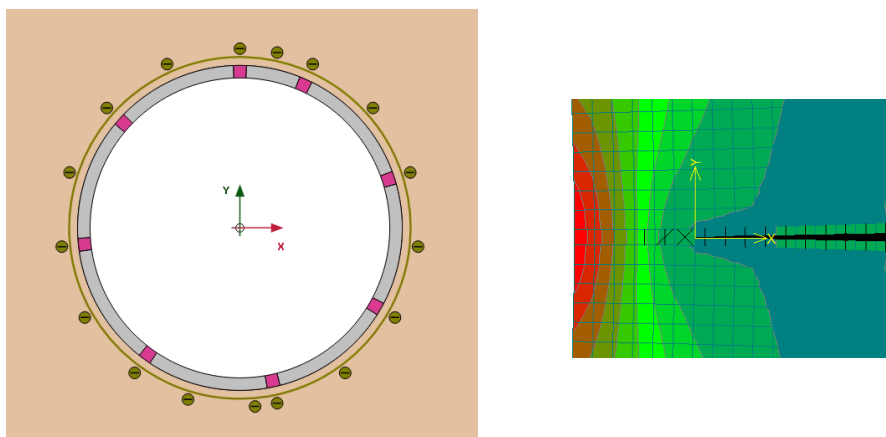
Pro zavedení plastického chování podélného spoje, kdy je překročen limitní ohybový moment je možné při použití pokročilejších výpočetních softwarů zadat průběh závislosti ohybového momentu na křivosti prutu. Tento postup je podrobně popsán v kapitole 48.2 *Odvození parametrů vloženého prutu při plastickém přetváření*. Zároveň je zde také proveden srovnávací výpočet chování vloženého fiktivního prutu, který potvrzuje správnost odvozených vztahů.

22.4.3 Modelování podélného spoje vloženým materiálem s nulovou tahovou pevností

Dalším způsobem, jakým je možno zavést vliv podélného spoje a proměnné ohybové tuhosti prstence ostění do numerického výpočtu, je pomocí vloženého proužku materiálu se speciálně definovaným chováním (viz Obr. 334).

Materiálové parametry vloženého proužku by měly odpovídat vlastnostem betonu segmentového ostění s tím rozdílem, že je třeba vyloučit působení v tahu, které simuluje možné otevírání podélného spoje. Více o tomto způsobu modelování podélného spoje segmentového ostění podává Příloha č. 8: *Odvození parametrů vloženého materiálu*.

Tento postup se uplatní, jestliže je ostění modelováno jako kontinuum, pokud výpočetní software například nemá funkcionalitu kontaktních prvků (viz kapitola 22.4.4 *Modelování podélného spoje kontaktním prvkem*), nebo prvky interface nefungují dle představ uživatele.



Obr. 334: Vlevo schéma modelování vlivu podélných spojů vloženým materiálem; vpravo detail podélného spoje s vloženým materiálem a simulace jeho rozevírání

Obvyklý postup je takový, že je modelován podélný spoj se stejnou tloušťkou jako okolní segmentové ostění. Důvody jsou především možnosti zasíťování modelu konečnými prvky. Prvním krokem je stanovení náhradního modulu pružnosti E^* podpisujícího pružné chování vloženého materiálu na základě přepočtu ohybových tuhostí ostění o redukované šířce kontaktní plochy na ostění plné tloušťky dle následujícího vztahu (odvození je uvedeno v kapitole 49.1 *Odvození parametrů prutu při lineárním chování*) (viz Rov. 39):

$$E^* = E_c \cdot \frac{l_t^3}{t^3}$$

Rov. 39

kde:

- E^* je náhradní modul pružnosti
- E_c je modul pružnosti betonu
- t je tloušťka ostění
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)

Pokud může nastat situace, že se z hlediska velkých natočení podélného spoje dosahuje hodnot blízkých se limitnímu ohybovému momentu, je nutné modelovat vložený materiál z důvodu zajištění realističtějšího působení elasto-plastickým materiálovým modelem. Běžně se používá podmínka plasticity dle Mohr-Coulomba (MC). Odvození základních smykových parametrů tohoto vloženého materiálu obsahuje kapitola 49.2 *Odvození parametrů prutu při plastickém přetváření*.

Základní materiálové parametry Mohr-Coulombova modelu, náhradní úhel vnitřního tření φ a koheze c , se spočtou následovně (viz Rov. 40):

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{|\sigma_c| - |\sigma_t|}{|\sigma_c| + |\sigma_t|} \right)$$

$$c = \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} \cdot [1 + \sin(\varphi)]$$

Rov. 40

kde

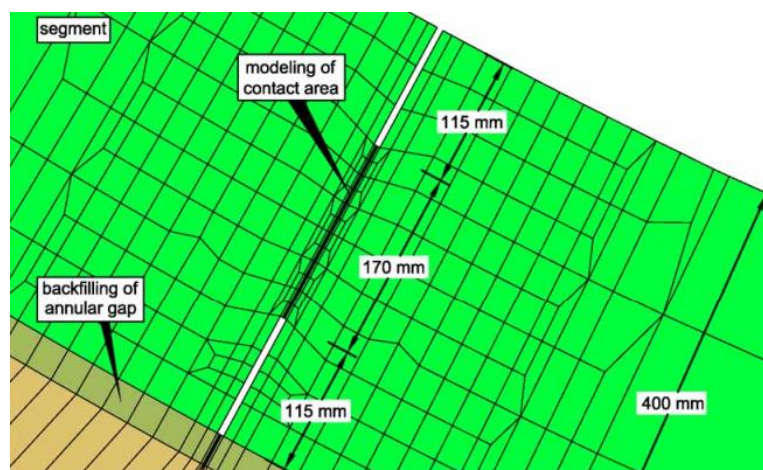
- σ_c je limitní tlakové napětí
- σ_t je limitní tahové napětí

V kapitole 49.2 *Odvození parametrů prutu při plastickém přetváření* jsou uvedeny i alternativní přístupy ke stanovení MC parametrů betonu na základě EC2 a EHE-98.

22.4.4 Modelování podélného spoje kontaktním prvkem

Posledním způsobem, jak se vypořádat s rozdílnou tuhostí podélných spojů je namodelování styčnicku dle jeho reálné geometrie (tedy jako kontinuum) s vloženým kontaktním prvkem interface. V tomto případě je nutné k analýze použít sofistikovanější výpočetní software.

Celý prstenec je namodelován ve svých skutečných rozměrech a tloušťce. Mezi jednotlivými segmenty je vložen kontaktní prvek, který zohledňuje vliv spoje beton-beton. Příklad takového uspořádání je vidět na Obr. 335. Detaily jako drážka pro těsnění apod. nebývají obvykle v modelu uvažovány.



Obr. 335: Detail podélného spoje se zohledněním reálné tuhosti spoje pomocí vloženého kontaktního prvku (Segment – segment, Backfilling of annular gap – výplňová injektáž za ostěním, Modeling of contact area – modelování kontaktního prvku) (Wittke, a kol., 2007, s. 318)

Tento způsob není obvykle vhodné používat, pokud je cílem analýzy zkoumání chování celého prstence ostění. Důvodem je nutnost modelování kontaktu ve velkém detailu a tím i zvýšená náročnost na výpočetní software. Své uplatnění ale nalezne, pokud se analyzuje například chování podélného spoje jiného typu než s přímými kontaktními plochami.

22.5 Zavedení vlivu příčných spojů mezi segmenty

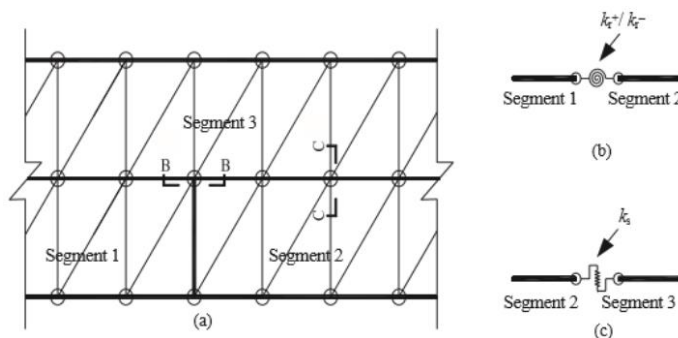
Aby mohlo být co nejrealističtějším způsobem vystihnuto skutečné chování segmentového ostění, je potřebné provést výpočet, v kterém bude zahrnut vliv jak podélných spojů mezi segmenty v rámci jednoho prstence, tak také vzájemné spolupůsobení mezi sousedními prstenci prostřednictvím příčných spojů. Pokud je ostění složeno z prstenců s neprůběžnou podélnou spárou, a je ve svém podélném směru osovými silami štítových lisů sepnuto a zatíženo vnějším zatížením, deformují se při radiálním zatížení dva sousední prstence odlišně, mají odlišnou tuhost po obvodu, a vznikají mezi nimi vzájemné smykové síly interakce (anglicky coupling nebo connection forces). Tento efekt je ještě umocněn, pokud jsou v příčných spojech použity některé typy spojovacích prvků. Jestliže by bylo ostění sestaveno s průběžnou podélnou spárou, prstence by nebyly vzájemně spojeny, nebo by na ostění nepůsobily žádné osově síly, pak by se jednotlivé prstence chovaly bez vzájemného ovlivnění, samostatně. Pozornost je ale třeba věnovat také úbytku přítláčné podélné síly v tunelovém ostění v průběhu životnosti ostění. Tato relaxace redukuje vzájemné spolupůsobení segmentů kvůli sníženému tření. Proto není bezpečné ve statickém návrhu uvažovat s plným spolupůsobením sousedních prstenců ostění.

Z hlediska bezpečnějšího roznosu zatížení sil štítových lisů se do příčných spojů obvykle používají roznášecí tlakové desky. Jestliže nejsou v příčném spoji užity žádné dodatečné smykové mechanické prvky (typu čep a objímka apod.), jsou za přenos smykových sil zodpovědné pouze roznášecí desky. Jakým způsobem stanovit smykovou tuhost roznášecích desek je detailně popsáno podle typu použitého materiálu v kapitole 22.1.2 *Smyková tuhost spoje mezi segmenty*. V případě, že v příčném spoji nejsou použity ani roznášecí desky, zajišťuje vzájemné smykové spojení sousedních prstenců ostění pouze tření na styku beton – beton. Rozhodující pro stanovení tuhosti spojení je hodnota koeficientu statického tření.

Z pohledu zavedení vlivu příčného spoje je důležité rozlišovat mezi souvislým (tření beton-beton po celém obvodu) a častějším, diskrétním spolupůsobením (jednotlivé roznášecí tlakové desky a/nebo spojovací prvky). Některé postupy zavedení vlivu příčného spoje, jako například kontaktními prvky, umí vzít v úvahu působení skutečného osového zatížení na velikosti spolupůsobících sil. Pak je tuhost prvku interface v příčném spoji závislá na konkrétní hodnotě působícího osového zatížení a je dána součinitelem tření materiálu v příčném spoji (popřípadě určitou počáteční soudržností a smykovou pevností spoje). Pružné prvky s předem definovanou tuhostí nebo vložené pruty tento vliv zohlednit neumí a jejich tuhost musí být pevně zvolena pro danou hladinu osového zatížení.

22.5.1 Modelování příčných spojů pomocí pružin

Detail zavedení vlivu příčného spojení pomocí smykových pružných je znázorněn na Obr. 336.



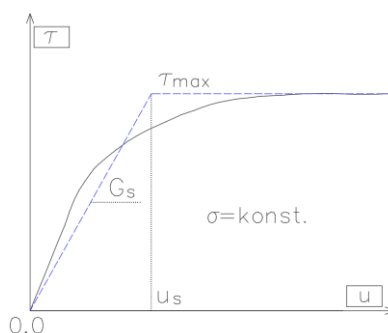
Obr. 336: Detail numerického modelu s vlivem spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění (Segment – segment) (Fabozzi, 2017, s. 38)

Příčný spoj může být stejně jako podélný spoj mezi segmenty modelován trojicí pružin (axiální, rotační a smykovou). Jak je ale zřejmé, není nutné zavádět všechny tři tuhosti

současně. Záleží na dominantním způsobu deformace v jednotlivém spoji a v tomto směru by měla být zavedena pružina. Z hlediska rozložení namáhání na prstenci ostění nemá velký vliv zohlednění axiální tuhosti v podélném směru. Ta by simulovala případné stlačení roznášecího prvku na příčné spáře mezi prstenci. Vnější zatížení působící na ostění (pro představu například horninový tlak) pravděpodobně nebude mít znatelně odlišný průběh na sousedních prstencích. Z tohoto důvodu také není potřebné zavádět rotační pružinu do příčného spoje.

V základním případě jsou tedy globálně definovány pouze tři typy pružin: rotační pružiny v podélném spoji (Obr. 336b) pro zohlednění vzájemného spolupůsobení mezi sousedními segmenty v prstenci, pružiny podporující ostění radiálně, simulující vliv spolupůsobení okolního horninového masivu a smykové pružiny (Obr. 336c) pro interakci mezi prstenci ostění způsobenou rozdílnou deformací sousedních prstenců vlivem neprůběžné podélné spáry. Právě tuhost smykových pružin je předmětem této kapitoly.

Pro odvození smykové tuhosti (závislosti síly vyvolané posunem) je důležité znát experimentální zatěžovací křivku smykového namáhání spoje, která je stanovena pro určitou hladinu osového namáhání (viz kapitola 22.1.2 *Smyková tuhost spoje mezi segmenty*). Z průběhu této zkoušky, lze obecně zjistit dva základní parametry: statický součinitel tření μ a sečnový smykový modul G_s . Pokud je testován konkrétní materiál roznášecí desky, tak je vhodné zkoušet také jeho reálnou tloušťku.



Obr. 337: Příklad výsledků experimentální zkoušky smykového působení příčného spoje

Maximální smykové napětí τ_{max} , které je prvek schopený přenést je obvykle vyjádřeno na základě Coulombova zákona tření (viz Rov. 41):

$$\tau_{max} = \mu \cdot \sigma \quad \text{Rov. 41}$$

kde:

- μ je statický koeficient tření
- σ je působící normálové napětí

Přibližná hodnota koeficientu tření se stanoví jako podíl maximálně dosaženého smykového napětí a působícího normálového napětí. Směrnice počáteční lineární větve pak dává tzv. experimentální smykový modul deformace G_s .

V případě, že nejsou použity žádné roznášecí desky ani smykově tuhý příčný spoj (pero-drážka apod.) působí na spoji pouze třecí smykové síly závislé především na součiniteli tření a působící osové síle P . Nejprve je nutné stanovit mezní smykové napětí f_s (viz Rov. 42), které je spoj schopený přenést při dané hladině osové síly:

$$f_{s,obv.} = \frac{P \cdot \mu}{\pi \cdot D \cdot t} \text{ [N/m}^2\text{]} \quad \text{Rov. 42}$$

kde:

- P je velikost osové síly působící na prstence ostění

- D je průměr střednice kruhového ostění
- μ je statický součinitel tření (zde beton – beton)
- t je tloušťka segmentu

Pak lze určit smykovou deformaci u_s při působení mezního smykového napětí f_s podle Rov. 43:

$$u_{s,obv.} = \frac{f_{s,obv.}}{G_s} [m] \quad \text{Rov. 43}$$

Obvodová smyková tuhost souvislé pružiny se stanoví následovně (viz Rov. 44):

$$k_{s,obv.} = \frac{F_{s,obv.}}{u_{s,obv.}} = \frac{f_{s,obv.} \cdot t}{\frac{f_{s,obv.}}{G_s}} = t \cdot G_s [N/m/m'] \quad \text{Rov. 44}$$

Jestliže jsou v příčném spoji použity roznášecí desky, vypočítá se diskretní smyková tuhost jedné desky následovně. Nejprve je stanoveno mezní smykové napětí f_s (viz Rov. 45), které je schopný spoj přenést při dané hladině osově síly:

$$f_{s,diskr.} = \frac{P \cdot \mu}{n \cdot a \cdot b} [N/m^2] \quad \text{Rov. 45}$$

kde:

- P je velikost osově síly působící na prstence ostění
- a, b je průměr ostění
- μ je statický součinitel tření (obvykle beton – materiál roznášecí desky)
- n je počet roznášecích desek po obvodě prstence

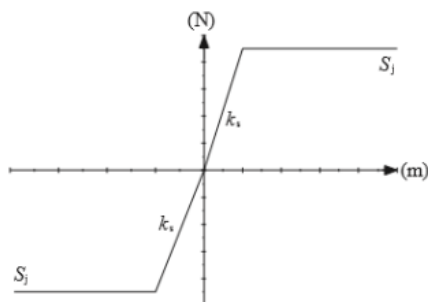
Limitní smyková deformace u_s při působení mezního smykového napětí f_s se určí obdobně jako výše:

$$u_{s,diskr.} = \frac{f_{s,diskr.}}{G_s} [m] \quad \text{Rov. 46}$$

Obvodová smyková tuhost pružiny se pak stanoví následovně (viz Rov. 47):

$$k_{s,diskr.} = \frac{F_{s,diskr.}}{u_s} = \frac{f_{s,diskr.} \cdot a \cdot b}{\frac{f_{s,diskr.}}{G_s}} = a \cdot b \cdot G_s [N/m] \quad \text{Rov. 47}$$

Tímto způsobem byla definována lineární větev rotační pružiny. Pro reálnější průběh napětí je třeba nadefinovat pružnému prvku i plastickou větev (viz Obr. 338 vpravo), kde hodnota maximální smykové síly odpovídá $F_{s,obv.}$ nebo $F_{s,diskr.}$.

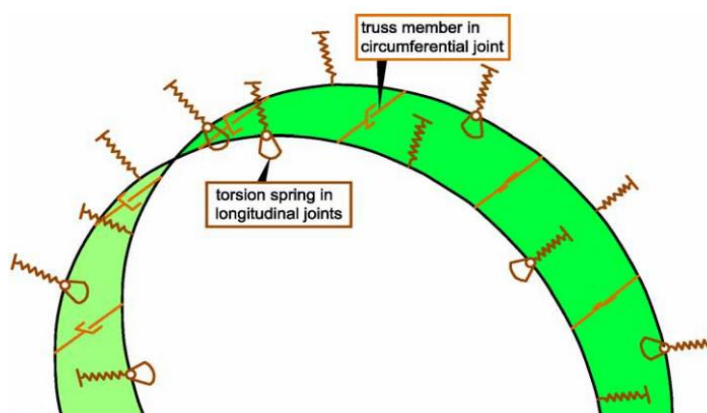


Obr. 338: Vzorový příklad definování smykové pružiny (Fabozzi, 2017, s. 38)

V případě, že je použit typ příčného spoje s určitým tuhým mechanickým smykovým zámekem (pero-drážka apod.), je stanovení smykové tuhosti příčného spoje daleko složitější a závisí například na reálných tolerancích mezi spojovacími prvky, jejich tuhosti, výsledné pevnosti betonu atd. V tomto případě se doporučuje provést experimentální zkoušku nebo alespoň sofistikovanější numerickou analýzu chování příčného spoje.

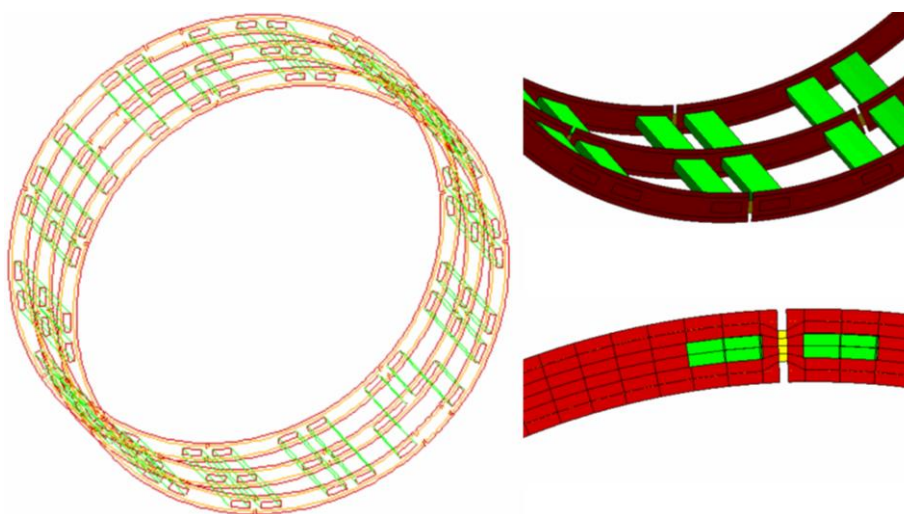
22.5.2 Modelování příčného spoje vloženým prutem

Vloženým prutem se modeluje zpravidla spolupůsobení přes diskretní prvky (roznášecí desky) v příčných spárách. Ilustrace možného statického modelu (někdy též nazývaný 2½ dimenzionální model) pro spojené prstence ostění je zobrazena na Obr. 339. Skládá se ze dvou polovin prstenců ostění (modelovaných zakřivenými prutovými prvky), kde do míst podélných spojů jsou vloženy rotační pružiny a příčná tuhost spoje je modelována pomocí vložených fiktivních prutů, které spojují sousední prstence. Vkládají se do míst, kde jsou uloženy roznášecí tlakové desky.



Obr. 339: Příklad zavedení vlivu sousedních prstenců do numerického modelu pomocí vloženého prutu (Truss member in circumferential joint – prutový prvek v příčném spoji, Torsion spring in longitudinal joints – rotační pružina v podélných spojích) (Wittke, a kol., 2007, s. 137)

Další příklad numerického modelu zohledňujícího spolupůsobení sousedních prstenců ostění je znázorněn na Obr. 340. Zde jsou jednotlivé segmenty modelovány plošnými prvky za předpokladu rovinné napjatosti. Podélné spoje mezi segmenty zohledňují kontaktní prvky interface a vzájemná interakce mezi prstenci je zajištěna vloženými prutovými prvky.

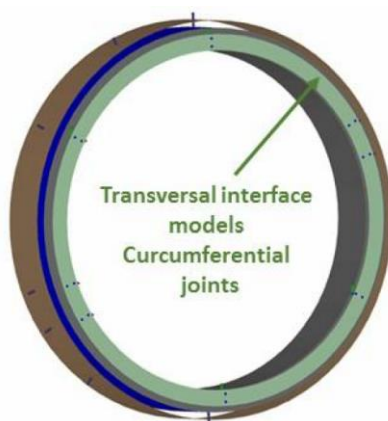


Obr. 340: Příklad zavedení vlivu sousedních prstenců do numerického modelu pomocí vloženého prutu (Luttikholt, 2007, s. 80)

Jakým způsobem lze interakci mezi sousedními prstenci zavést, vždy záleží na možnostech zvoleného výpočetního softwaru.

22.5.3 Modelování příčného spoje kontaktním prvkem

Kontaktním prvkem se obvykle modeluje souvislé spolupůsobení v příčném spoji. Lze tímto způsobem ale zohlednit i chování v místě roznášecích tlakových podložek. Opět je možné modelovat úlohu jako 3D kontinuum a vliv sousedních prstenců do modelu zavést obdobně jako vliv podélného spoje mezi segmenty, pomocí vložení určitého kontaktního prvku (obvykle elastického ideálně plastického chování). Výhodou tohoto postupu je, že velikost vzájemných spolupůsobících sil je závislá na aktuálním osovém zatížení tubusu tunelu, což daleko lépe odpovídá reálnému postupu tunelování a chování skutečného ostění.



Obr. 341: Příklad modelování příčného spoje pomocí kontaktních prvků (Transversal interface models circumferential joints – příčný kontaktní prvek simulující působení v příčném spoji) (Fabozzi, 2017, s. 66)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 206-209); (DAUB, 2013, s. 23-25); (Wittke, a kol., 2007, s. 120-137); (ITA working group No. 2, 2000, s. 315-318); (Blom, 2002a, s. 8-9, s. 27-29, s. 41-42); (Barták, a kol., 2011, s. 51-61); (Šejnoha, Pruška, 2009); (Gruebl, 2012, s. 6); (Fabozzi, 2017, s. 7-40, s. 61-62, s. 65-68, s. 81-86); (Do, 2014, s. 8-17, s. 21-32, s. 70-79, s. 81-88, s. 93-94, s. 121-130, s. 134-135, s. 141-146, s. 211-214); (Luttikholt, 2007, s. 10-23, s. 31-49, s. 57-61, s. 79, s. 80); (Blom, 2002b, s. 16-18, s. 20-22, s. 35-36, s. 38); (Vliet, 2006, s. 10-16); (De Waal, 1999, s. 35-40, s. 51-59, s. 71-78); (A.F.T.E.S., 1999, s. 24-25); (Nishikawa, 2003); (Arnau a Molins, 2012).

23 Ověření správnosti analytických metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje

V této kapitole budou porovnány a ověřeny průběhy zatěžovacích křivek ohybového namáhání podélného spoje segmentového ostění stanovené na základě analytických metod (uvedených v kapitole 22.4.1 *Modelování spoje rotační pružinou*) a numerického modelu kontinua sestaveného ve výpočetním softwaru ATENA (Červenka Consulting s.r.o.). Program ATENA pracuje na základě metody konečných prvků.



Obr. 342: Logo společnosti Červenka Consulting s.r.o. (http://www.consec16.com/site/assets/files/3789/cervenka_logo2.jpg)

23.1 Stručný popis základních principů metody konečných prvků

Metoda konečných prvků (MKP) (anglicky – Finite element method (FEM)) je přibližná numerická metoda modelování kontinua pro řešení problémů popsaných určitými diferenciálními rovnicemi, jejímiž výstupy jsou (u problémů namáhání a přetváření konstrukčních prvků) průběh deformací, napětí, z nich získaných vnitřních sil apod.

MKP vznikla v polovině 50. let dvacátého století, vývoj souvisel s rozvojem moderní výpočetní techniky. Zpočátku sloužila pro letecký, kosmický, jaderný a vojenský průmysl. Až později byla rozšířena do dalších odvětví včetně stavebnictví. V inženýrské praxi se tato metoda nejvíce používá k určení namáhání nejexponovanějších konstrukčních částí nebo složitě zatížených či podepřených konstrukcí komplikovaného tvaru. V dnešní době, díky dostatečné kapacitě výpočetní techniky a pokročilému softwarovému vybavení, nachází uplatnění i u výpočtů daleko jednodušších a v praxi běžných úloh.

Základním principem MKP je diskretizace kontinua (spojitého prostředí) do konečného počtu podoblastí, s hraničními prvky (uzly). Této fázi výpočtu se obecně říká preprossing. Poté jsou výpočetním programem sestaveny matice tuhosti jednotlivých prvků v závislosti na typu řešené úlohy a použitém materiálovém modelu prostředí a pravé strany (vektory zatížení). „Reálný“ průběh hledaných veličin – deformací – je nahrazen vhodnými báзовými (interpoláčními) funkcemi (s aplikací okrajových podmínek a podmínek kompatibility), jejichž analytické vyjádření je dopředu známé. Tím se složité diferenciální rovnice problému (deformace kontinua, přenos tepla apod.) zjednoduší a lze přistoupit k řešení sice rozsáhlých soustav, ale daleko jednodušších rovnic (tzv. processing). Výsledkem řešení jsou hodnoty uzlových neznámých. Pomocí již zmíněných báзовých funkcí mohou být stanoveny přibližné hodnoty i mimo uvažované uzly. Z těchto všech hodnot se v závěrečné fázi stanoví hodnoty hledaných veličin na celém kontinuu. Této fázi se běžně říká postprocessing.

Hustota a způsob rozdělení zkoumané oblasti na konečné prvky ovlivňuje zásadní měrou kvalitu získaných výsledků, náročnost na výpočetní techniku a čas výpočtu. Primární výhodou je komplexní řešení jakkoli složitých konstrukcí, v případech, kde by se analytické metody nemohly uplatnit. Nevýhodou MKP oproti analytickým metodám je, že pokud jsou jakkoli změněny vstupní parametry, je nutné danou úlohu celou od začátku přepočítat.

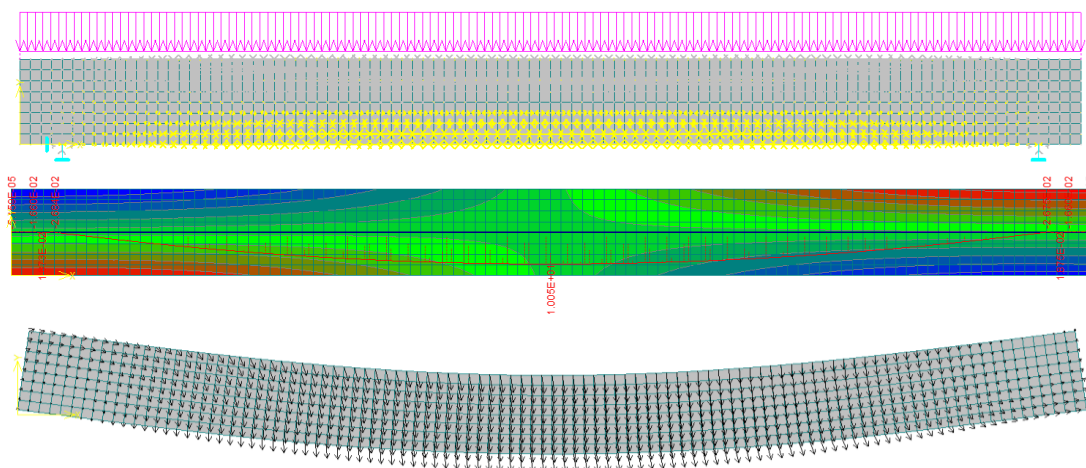
V základní prostorové úloze je 15 neznámých funkcí proměnných x , y , z : tři posuny, šest přetvoření a šest napětí. Tyto funkce jsou navzájem spjaty geometrickými, konstitutivními rovnicemi a podmínkami rovnováhy. Na hranici řešeného problému jsou definovány okrajové podmínky, mezi jednotlivými prvky pak podmínky kompatibility na jejich spoji.

23.2 Základní popis výpočetního programu ATENA 2D

Výpočetní software ATENA je zkratkou anglického výrazu **A**dvanced **T**ool for **E**ngineering **N**onlinear **A**nalysis. Vývoj tohoto programu probíhá v České republice společností Červenka Consulting s.r.o. sídlící v Praze. Jeho předností je zejména možnost velice realisticky modelovat prvky z betonu, drátkobetonu případně železobetonu. Prostřednictvím pokročilých materiálových modelů lze detailně sledovat chování a odezvu konstrukce včetně možného porušení trhlinami, drcením betonu nebo plastickým tečením betonářské výztuže.

Program ATENA pracuje na principech metody konečných prvků. Je založený na řešení úlohy kontinua. Nenabízí tedy uživateli možnosti zavedení prutového, desko-stěnového či skořepinového prvku a s ním spojených zatěžovacích stavů, typů podepření apod. Do výpočetního jádra je implementované velké množství nelineárních materiálových modelů pro popis reálného chování betonu. Příkladem může být velice dobře odladěný model SBETA, či 3D Non Linear Cementitious 2. Samozřejmostí je možnost použití lineárního materiálového modelu v podmínkách rovinné napjatosti nebo rovinné deformace. Výztuž betonu může být zadávána diskrétně (včetně omezené soudržnosti) nebo ve formě rozptýlené výztuže. Spojе mezi jednotlivými makroprvky lze modelovat prostřednictvím kontaktních prvků (interface). Model kontaktu je založený na Mohr-Coulombově podmínce porušení (viz Obr. 351).

Vytvořený numerický model lze podepřít v jednotlivých styčnicích a na konkrétních liniích tuze nebo je možné použít podepření pružinami s možným uživatelsky definovaným průběhem zatěžovací křivky. Z hlediska základních zatěžovacích stavů (ZS) může na model působit: vlastní tíha jednotlivých makroprvků, libovolné silové zatížení (na uzly nebo linie), předepsaný posun (podpor, uzlů, linií), zatížení teplotou a smrštěním. Jak je psáno výše, aby mohly na základě modelování prvku jako kontinua zjištěny inženýrské hodnoty vnitřních sil, umožňuje program zavést tzv. střednici MNQ, ke které jsou jednotlivá napětí automaticky integrována a na základě těchto hodnot lze zobrazit inženýrské hodnoty vnitřních sil. Další velice užitečnou funkcionalitou je možnost vytvoření libovolného řezu, na kterém lze vykreslovat jednotlivé hledané veličiny. ATENA umožňuje zavést také tzv. monitory, v kterých lze hodnotu zvolené veličiny sledovat v průběhu zatěžování prvku.



Obr. 343: Příklad výsledků výpočtu ohybaného prostého nosníku (nahore podepření, zatížení a vykreslená hlavní napětí; uprostřed vodorovná deformace a ohybový moment; dole deformovaný tvar a vektory deformace)

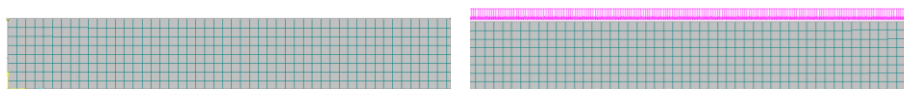
Program ATENA je schopný vygenerovat trojúhelníkovou, čtyřúhelníkovou nebo smíšenou síť konečných prvků s libovolným zahušťováním. Co se týká vlastního řešiče, tak je umožněna volba mezi metodami: Newton-Rapson a Arc Length. Lze také měnit počet iterací i konvergenční kritéria případně použít urychlovač konvergence Line Search. Všechny základní skalární veličiny je možné zobrazovat ve formě barevného přechodu, izoploch, či izoli-

nií. Vektorové veličiny, jako například deformace, lze do modelu vykreslit společně hodnotami v jednotlivých uzlech. Stejně tak je možné zobrazit tenzory napětí a relativních deformací, reakce a napětí na pružinách, síly a napětí v diskretních výztužných prutech, trhliny s jejich šířkami, aktuální stav na kontaktním prvku apod. Konstrukci je možné vykreslovat deformovanou.

23.2.1 Přírůstkové řešení

Zadáání jednotlivých výpočetních kroků (VK) je založeno na přírůstkovém řešení. To znamená, že jestliže je například v prvním VK zadán určitý ZS (například vertikální zatížení konkrétní linie výpočetního modelu), tak je toto zatížení aplikováno i ve všech VK následujících (pokud ale není tato hodnota na dané linii měněna jiným ZS). Nejlepší je tento způsob zadávání popsat na příkladu ohýbaného prostého nosníku (viz Obr. 343). Definovány jsou následující zatěžovací stavy (ZS):

- ZS1 = podpory modelu (vlevo tuhý kloub, vpravo posuvný kloub)
- ZS2 = vlastní tíha
- ZS3 = rovnoměrné vertikální silové zatížení horního povrchu nosníku



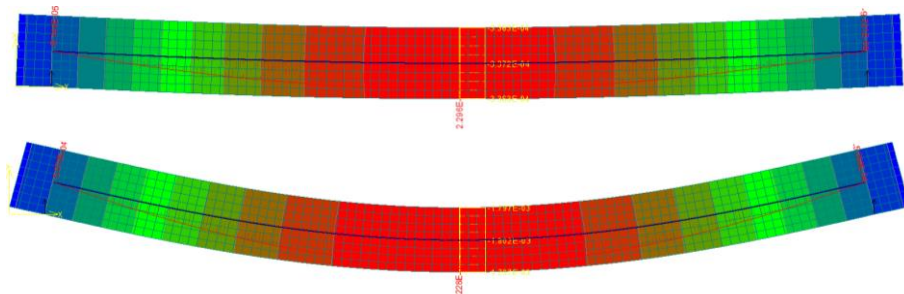
Obr. 344: Pokus s prostým nosníkem (polovina úlohy – vlevo ZS1, vpravo ZS3)

Postupné ohýbání nosníku spojitým zatížením je pak simulováno následujícími výpočetními kroky (VK):

- VK1 = ZS1 + ZS2
- VK2 = ZS1 + ZS3
- VK3 = ZS1 + ZS3

Slovně mohou být výpočetní kroky a postup zatěžování popsán takto:

- VK1 = Nejprve model podepři (ZS1) a zároveň aplikuj zatížení vlastní tíhou jednotlivých makroprvků (ZS2)
- VK2 = V dalším VK na deformovanou konstrukci z VK1 nech působit patřičné silové zatížení (ZS3) a model měj podepřený stejně jako v předchozím VK (ZS1). Na konci tohoto VK je model deformovaný od vlastní tíhy z předchozího VK a následného vertikálního zatížení (ZS3).
- VK3 = Na deformovaný, podepřený (ZS1) nosník z VK2 nech působit znovu rovnoměrné svislé zatížení (o stejné číselné hodnotě) (ZS3).



Obr. 345: Pokus s prostým nosníkem: nahoře VK1, dole VK3 (deformovaný tvar, svislá deformace na řezu, průběh ohybového momentu a vektory reakcí)

Nesprávné by bylo, pokud by do VK2 a dalších VK byla zavedena znovu vlastní tíha (ZS2). Software by pak zatížení vlastní tíhou přírůstkově v každém VK přidával, což neodpovídá modelovanému případu.

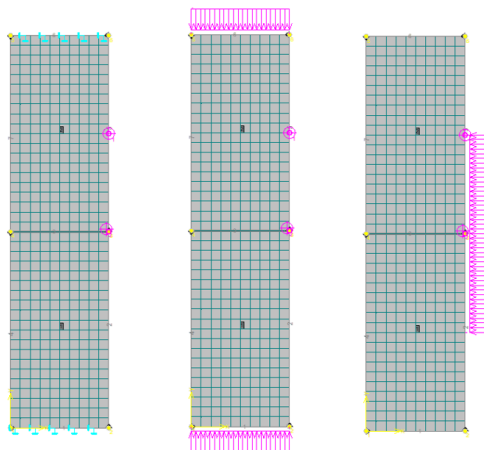
23.3 Volba základního výpočetního modelu

Zadáním je namodelovat podélný spoj mezi sousedními segmenty v rámci jednoho prstence ostění. Na podélný spoj působí konstantní hodnota normálové síly a zvyšující se ohybový moment. Sledováno je pak natočení podélného spoje. Jako základ pro všechny výpočty bylo uvažováno ostění tloušťky 0,4 m (ostění této tloušťky bylo použito například na železničním tunelu Ejpvovice). Hloubka modelu je uvažována na metr běžný (1,0 m). Ve všech výpočtech je použito beztlížných konečných prvků, aby nebyly výsledky účinkem vlastní tíhy zkresleny.

V průběhu tvorby numerického modelu bylo vyzkoušeno velké množství různých variant a modifikací, tak aby byl nalezen co nejvhodnější a matematicky nejčistší a nejtransparentnější výpočetní model. Postupná cesta k tomuto cíli je popsána níže.

23.3.1 Výpočetní model 1 - Horizontálně namáhaný podélný spoj

Jako první byl intuitivně zvolen model dvou, podélnou spárou oddělených, částí betonových segmentů dlouhých 1,0 m zatěžovaných svislou silou a horizontálním spojitým silovým zatížením, které vyvolávalo ve spoji ohyb. Podepřena byla horní i spodní hrana modelu. Místo spoje bylo zohledněno pomocí kontaktního prvku.



Obr. 346: Výpočetní model 1 (vlevo podpory modelu – ZS1, uprostřed vnesení normálového namáhání – ZS2, vpravo vnesení momentového zatížení – ZS3)

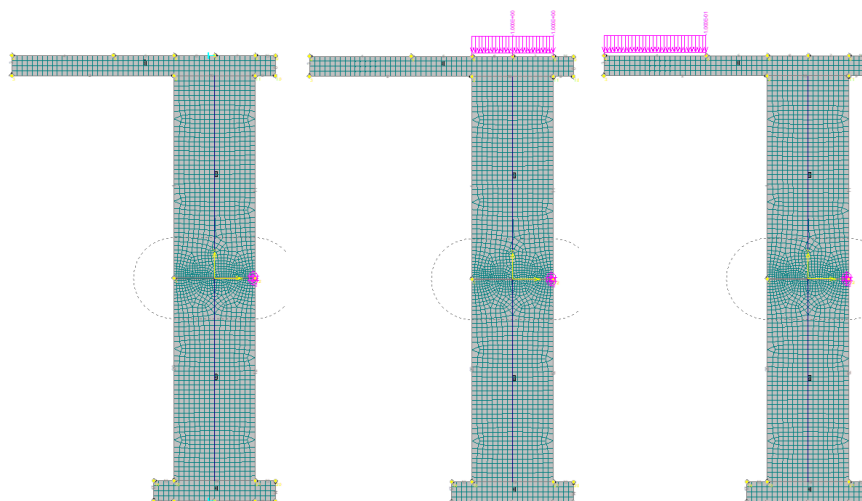
Výpočet probíhal v následujících výpočetních krocích (VK) složených ze zatěžovacích stavů (ZS) zobrazených na Obr. 346:

- VK1 = ZS2
- VK2 = ZS1 + ZS3
- VK3 = ZS1 + ZS3
- VK4 = ...

Toto prvotní uspořádání se ale ukázalo jako velice nevhodné především z hlediska vysokého ovlivnění napjatosti a deformací ve spoji vlivem přímo působícího vnějšího horizontálního zatížení. Zároveň docházelo v tomto případě vlivem „páčení“ k vysokému nárůstu normálové síly.

23.3.2 Výpočetní model 2 - Simulace reálné zatěžovací zkoušky

Dalším nápadem bylo sestavit numerický model dle uspořádání reálné zatěžovací zkoušky (viz Obr. 258). Model byl podepřen a zatížení vnášeno prostřednictvím velice tuhých roznášecích zatěžovacích stolic umístěných na horním a dolním povrchu zkoumaných segmentů. Horní roznášecí deska sloužila navíc k vnesení momentového zatížení. Podélný spoj opět modelován prostřednictvím kontaktního prvku.



Obr. 347: Výpočetní model 2 (vlevo podpory modelu – ZS1, uprostřed vnesení normálového namáhání – ZS2, vpravo vnesení momentového zatížení – ZS3)

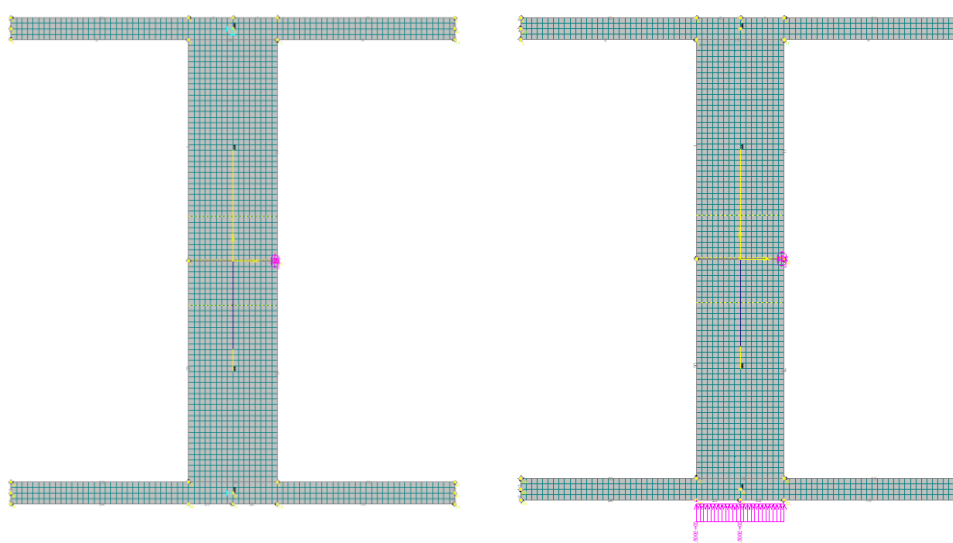
Výpočet probíhal v následujících výpočetních krocích (VK) složených ze zatěžovacích stavů (ZS) zobrazených na Obr. 347:

- VK1 = ZS1 + ZS2
- VK2 = ZS1 + ZS3
- VK3 = ZS1 + ZS3
- VK4 = ...

Hlavním nedostatkem tohoto uspořádání je značný nárůst normálové síly v jednotlivých výpočetních krocích simulujících ohybové namáhání. Tento efekt vychází se silové podmínky rovnováhy ve svislém směru. Obdobně narůstá i svislá reakce ve spodní podpoře.

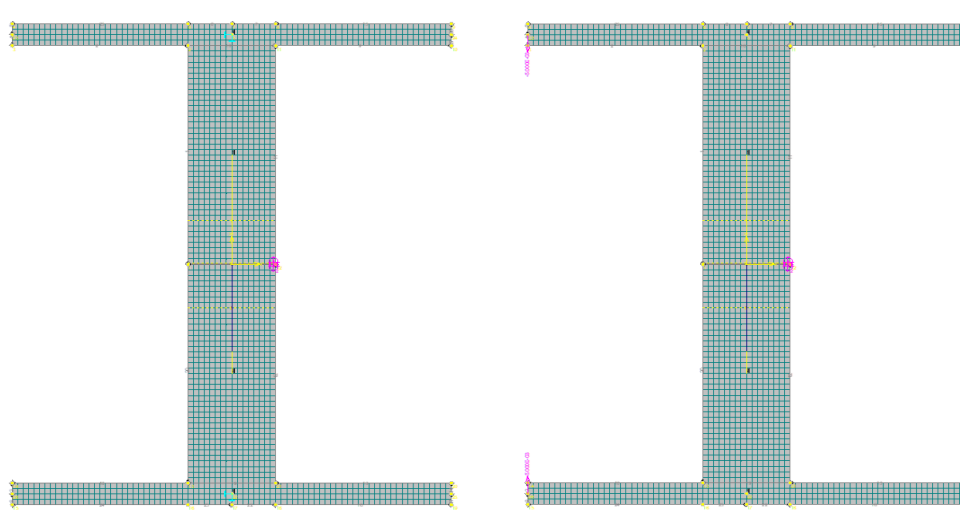
23.3.3 Výpočetní model 3 - Model dvojice sil

Předchozí model simulace zatěžovací zkoušky byl modifikován tak, aby na segmenty působily vždy dvě dvojice sil na horním a spodním konci zkoumaných prvků. Tím by se mělo předejít postupnému nárůstu normálové síly. Zatížení a podepření opět prostřednictvím tuhých stolic. Podélný spoj modelován kontaktním prvkem.



Obr. 348: Výpočetní model 3 (vlevo podpory modelu pro normálové zatížení – ZS1 (horní tuhý, dolní ve svislém směru posuvný kloub), vpravo normálové namáhání – ZS2)

Pro vnesení normálového zatížení uvažován nahoře pevný bodový kloub a dole vertikálně posuvný bodový kloub.



Obr. 349: Výpočetní model 3 (vlevo podpory modelu pro momentové zatížení – ZS3 (horní i dolní tuhý kloub), vpravo ohybové namáhání – ZS4)

Pro vnesení ohybového zatížení uvažován nahoře i dole pevný bodový kloub.

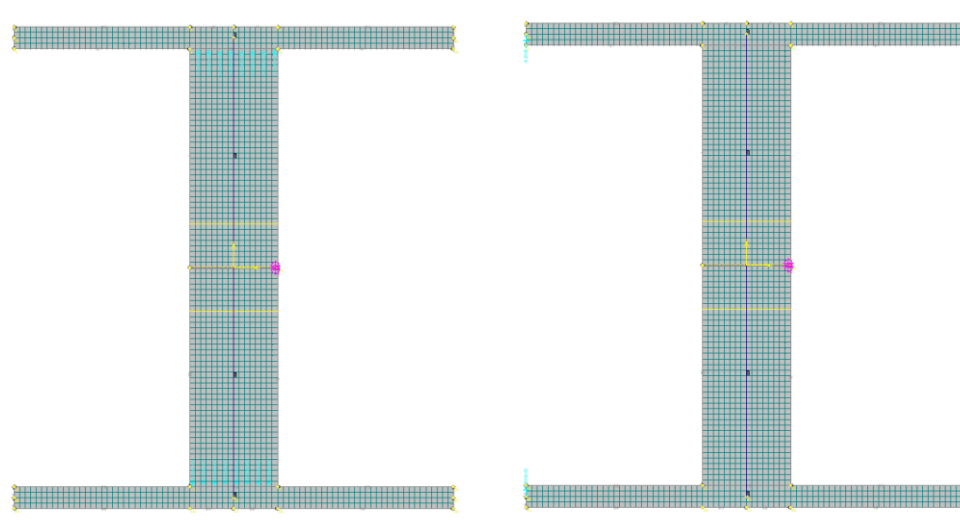
Výpočet probíhal v následujících výpočetních krocích (VK) složených ze zatěžovacích stavů (ZS) zobrazených na Obr. 348 a Obr. 349:

- VK1 = ZS1 + ZS2
- VK2 = ZS3 + ZS4
- VK3 = ...

Komplikací, kterou toto uspořádání přináší je vzhledem k podélnému spoji nesymetrická vertikální deformace neboli stlačení modelu od VK1 při působení normálové síly. Při vyhodnocování výsledků je vždy nutné tyto hodnoty zohlednit. Další problémy viz dále.

23.3.4 Výpočetní model 4 - Model řízené deformace

Dalším výpočetním schématem, které bylo vyzkoušeno, je model řízené deformace. Geometrické uspořádání bylo obdobné výše popisovanému modelu dvojice sil. Výhoda zatěžování předepsanou deformací je, že tato místa, kde je deformace předepisována slouží zároveň jako podpory modelu (v kterých došlo k posunu). Tím pádem není nutné definovat další zatěžovací stavy a model jakýmkoli způsobem dále podepírat.



Obr. 350: Výpočetní model 4 (vlevo předepsaná svislá deformace horní a spodní linie – ZS1 (simulující stlačení), vpravo bodová deformace krajních styčnicků stolice – ZS2 (simulující ohybové namáhání))

Výpočet probíhal v následujících výpočetních krocích (VK) složených ze zatěžovacích stavů (ZS) zobrazených na Obr. 350:

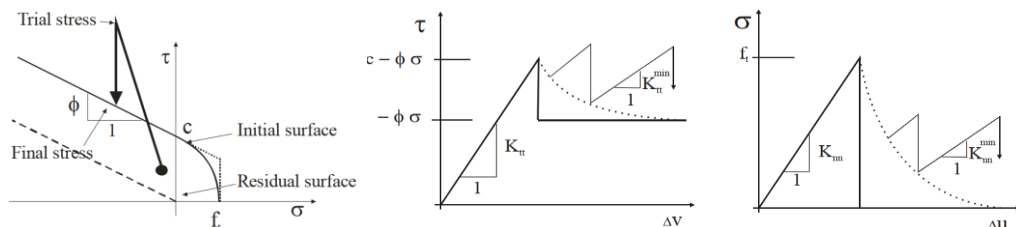
- VK1 = ZS1
- VK2 = ZS2
- VK3 = ...

Velkým problémem, společným s předchozím Výpočetním modelem 3 je, že dochází v pozdějších výpočtových krocích, kdy se začíná otevírat podélný spoj, k posunu osy nulové deformace a ke vzájemnému „páčení“ sousedních segmentů na tlačené straně a tím opět k nechtěnému nárůstu normálové síly.

23.3.5 Výpočetní model 5 - Model dvojice sil s posuvným kloubem

Na základě zkušeností s modelem řízené deformace a modelem dvojice sil bylo nutné zamezit nárůstu normálové síly. Toho bylo dosaženo tak, že byl jeden z dvou tuhých kloubů ve fázi ohybového namáhání uvolněn na posuvný kloub (zvolen byl kloub spodní). Tímto krokem bylo zabráněno nárůstu normálové síly po otevření podélného spoje. Geometrické uspořádání je shodné se základním modelem dvojice sil. Oproti tomuto modelu byl ve výpočetních krocích ZS4 nahrazen ZS1 i při ohybovém namáhání podélného spoje.

V této chvíli, po odladění uspořádání výpočetního modelu bylo přistoupeno k citlivostní analýze parametrů vstupujících do výpočtu. Pro zohlednění korektního chování podélného spoje je nejvýznamnější působení kontaktního prvku (interface), který představuje kontakt dvou oddělených betonových ploch. Jak je psáno výše, kontaktní prvek se smykově porušuje na základě Mohr-Coulombovy podmínky porušení (viz Obr. 351 vlevo). Tahové porušení se řídí zadanou tahovou pevností. K tlakovému porušení v případě modelování podélného spoje nikdy nedojde.

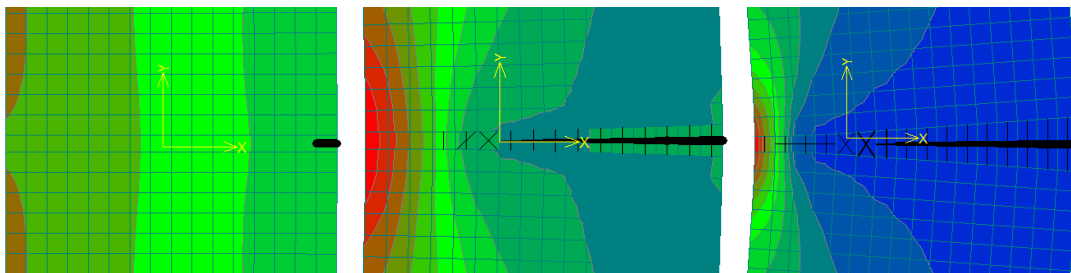


Obr. 351: Pracovní diagram kontaktního prvku v programu ATENA (Initial surface – počáteční křivka, Residual surface – reziduální křivka, Trial stress – zkušební napětí, Final stress – výsledné napětí) (Červenka, a kol., 2018, s. 63-64)

Z hlediska tlakového namáhání by měla tuhost podélného spoje být co nejvyšší, aby nedocházelo k tomu, že se výrazně deformuje jeden povrch přes druhý (tzv. překrytí linií). V tahu je působení kontaktního prvku vyloučené. Smykové namáhání je při této konfiguraci výpočtového modelu nulové, takže tečná tuhost a smyková pevnost nehrají žádnou roli. Z konvergenčního hlediska je vhodné nezadávat tyto tuhosti a pevnosti přesně nulové, ale definovat určitou hodnotu tak malou, aby na řešení neměla žádný vliv. Dalšími parametry, které je nutno kontaktnímu prvku přiřadit jsou minimální tuhosti v normálovém a tečném směru. Jelikož se jedná o metodu konečných, ne oddělených prvků, modelující kontinuum, nikdy k faktickému oddělení makroprvků v místě podélného spoje při otevírání spáry nedojde, ale výpočtový program použije minimální tuhost a postupně konverguje k řešení, jak je názorně vidět na Obr. 351 uprostřed a vpravo. Ideální by bylo zvolit tuto hodnotu co nejmenší. Od určité meze ale program přestává konvergovat i při nízkých hodnotách ohybového zatížení. Na základě velkého množství pokusných výpočtů se ukázalo, že právě tyto dvě hodnoty minimálních tuhostí mají na výsledky natočení podélného spoje velice výrazný vliv (až cca 20 %), závisí také na aktuální hodnotě působící normálové síly, na zvolené výpočetní metodě a jejich konvergenčních mezích. Model s vloženým kontaktním prvkem se tak ukázal být k modelování působení podélného spoje nevhodný.

23.3.6 Výpočetní model 6 - Model s vloženým nelineárním prvkem

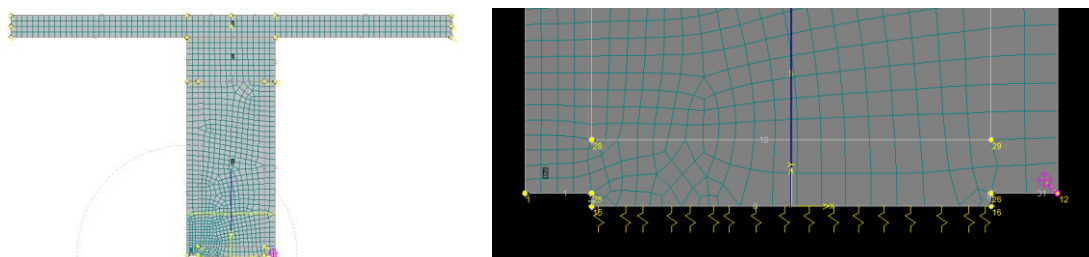
Primární otázkou bylo, jak jinak namodelovat otevření podélného spoje bez použití kontaktního prvku. Další možností bylo použít v místě podélného spoje tenký proužek nelineárního materiálu, který bude mít téměř nulovou tahovou pevnost a při působení tahového napětí praskne a umožní otevření podélného spoje (viz Obr. 352). Problémem bylo, jaký zvolit materiálový model, jaké konkrétní parametry a jakou tloušťku této vrstvy. Model s vloženým nelineárním prvkem také dost obtížně konvergoval při vyšších hodnotách působící normálové síly. Tento přístup může fungovat, jestliže je řešeno globální chování konstrukce a je modelován například celý prstenec ostění. K detailnímu zkoumání působení v okolí podélného spoje ale vhodný není.



Obr. 352: Modelování podélného spoje nelineárním materiálem (svislé kartézské napětí a současně zobrazení trhlin)

23.3.7 Výpočetní model 7 – Symetrický model s pružným uložením

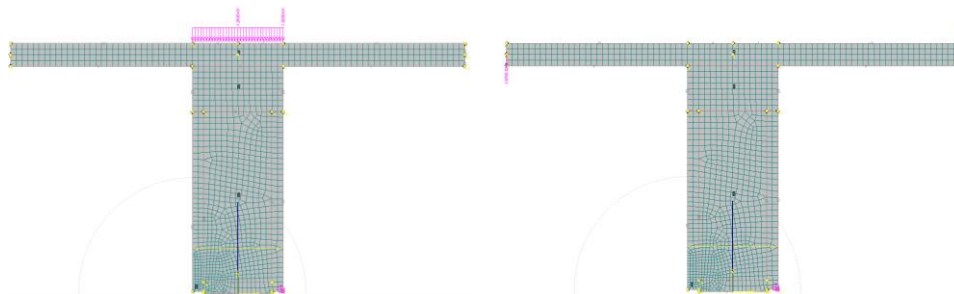
Jedním z posledních způsobů, jak simulovat ohybové namáhání podélného spoje dvou sousedních segmentů v programu ATENA je využít osy symetrie dané úlohy v místě podélného spoje, modelovat pouze polovinu problému a definovat působení spoje prostřednictvím nelineárních pružných podpor umístěných na osu symetrie do místa podélného spoje (viz Obr. 353 vpravo).



Obr. 353: Vlevo schéma Výpočetního modelu 7; vpravo detail nelineárních pružin na ose symetrie

Definovány jsou pouze dva zatěžovací stavy:

- ZS1 = zatížení horní hrany roznášecí stolice svislým rovnoměrným zatížením, které v prvku segmentového ostění vyvolá tlakové napětí
- ZS2 = zatížení roznášecí stolice dvojicí protisměrných sil způsobujících ohyb části segmentu a podélného spoje

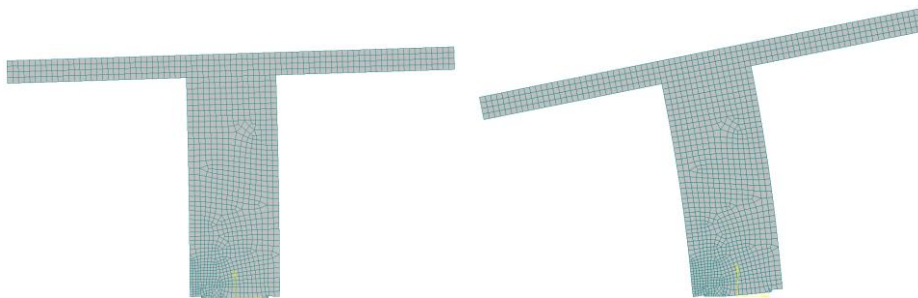


Obr. 354: Výpočetní model 7 (vlevo zatížení rovnoměrným svislým zatížením – ZS1, vpravo zatížení dvojicí sil – ZS2)

Výpočet probíhal v následujících výpočetních krocích (VK) složených ze zatěžovacích stavů (ZS) zobrazených na Obr. 354:

- VK1 = ZS1
- VK2 = ZS2
- VK3 = ...

Na základě provedení velkého množství pokusných výpočtů a simulací bylo konstatováno, že veškeré nevýhody a komplikace předchozích výpočetních modelů jsou tímto uspořádáním eliminovány, a proto bude Výpočetní model 7 použit k dalšímu pozorování a analýze řešeného problému ohybového namáhání podélného spoje segmentového ostění.



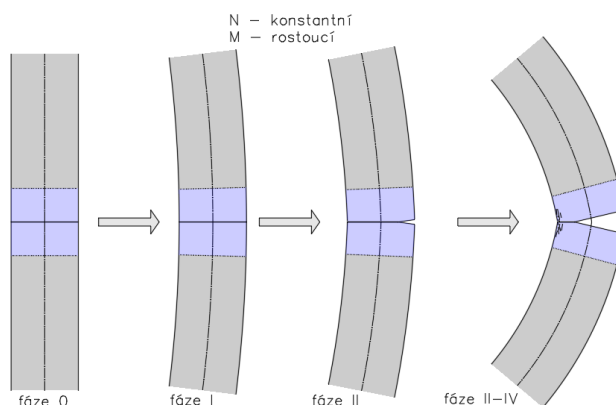
Obr. 355: Deformovaná konstrukce – Výpočetní model 7, zkresleno 30x (vlevo VK5, vpravo VK18)

23.4 Detailní analýza výpočetního modelu 7

V této podkapitole bude postupně provedena citlivostní analýza vstupních veličin a geometrického uspořádání výpočetního modelu, dodatečného podepření, zvolené výpočetní metody a nelineární tuhosti pružných prvků podepření. Dále bude zhodnocena problematika způsobu výpočtu (rovinná deformace vs. rovinná napjatost) a hloubky modelu (rozměru ve směru kolmém na rovinu výpočtu).

23.4.1 Způsob vyhodnocení natočení v místě podélného spoje a fáze působení

Nejdříve je potřebné stanovit, jakým způsobem bude z výpočetního modelu zjištěna hodnota natočení podélného spoje. Úloha je modelována metodou konečných prvků, jako kontinuum, nelze tedy přímo určit hodnotu natočení. Z tohoto důvodu je nutné stanovit tzv. výšku ovlivněné zóny, na jejímž základě budou natočení vyhodnocena. V případě Janssenova modelu (viz 22.4.1.2 Model podélného spoje dle předpokladů Janssenova) je zaveden předpoklad, že z globálního hlediska působení celého prstence ostění, je za „místo podélného spoje“ považován úsek ostění dlouhý tak, jakou má ostění tloušťku t (viz Obr. 365 modrá oblast). Natočení podélného spoje je pak chápáno jako vzájemné natočení dvou krajních příčných řezů ostění vzdálených $t/2$ od podélného spoje. Pro každý výpočetní krok (VK) je manuálně odečtena hodnota svislé deformace těchto příčných řezů na krajích průřezu a přes goniometrické funkce je vypočten odpovídající úhel natočení podélného spoje.



Obr. 356: Zkreslené schéma deformovaného podélného spoje přes jednotlivé fáze působení (případ 2)

Jaký je postupný vývoj deformací podélného spoje zatíženého konstantní normálovou silou a rostoucím ohybovým momentem? Grafické znázornění viz Obr. 365.

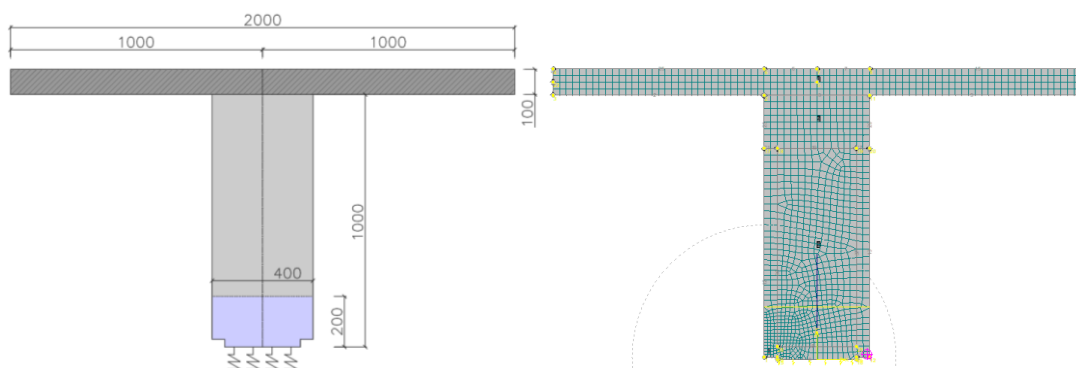
- Fáze působení 0 představuje zatížení normálovou silou. Natočení podélného spoje je v této fázi nulové.
- Ve fázi I (viz kapitola 22.4.1 *Modelování spoje rotační pružinou*) je tlakové napětí od působící normálové síly tak vysoké, že působící ohybový moment nevyvolá v žádném místě průřezu tah, spoj je stále uzavřený, a sousední segmenty se ohýbají stejně, jako kdyby mezi nimi podélný spoj vůbec nebyl. Dochází pouze k nárůstu jejich křivosti. Při zavedení předpokladu ovlivněné zóny je v tomto případě natočení podélného spoje „fiktivní“ a jedná se pouze o natočení krajních příčných řezů ohýbaného nosníku.
- Ve fázi II a následujících fázích III-IV (viz kapitola 22.4.1 *Modelování spoje rotační pružinou*), kdy napětí od ohybového momentu přesáhne na straně tažených vláken tlakové napětí od normálové síly, dochází k otevření spoje. V této chvíli se celkové natočení v místě podélného spoje skládá ze dvou složek. První část představuje reálné pootočení dvou segmentů po otevření podélného spoje. Druhá část pak pootočení vlivem ohybu segmentu na délku ovlivněné zóny. Velikost tohoto příčinku je ale v porovnání s celkovým pootočením téměř zanedbatelná.

23.4.2 Základní zadání testovacích příkladů

V místě zájmu, tedy v blízkosti tlačené části podélného spoje byla síť konečných prvků dostatečně zjemněna tak, aby výpočet netrval příliš dlouho dobu a na druhé straně, aby byla síť dostatečně jemná k získání přesných výsledků.

Základní číselné a grafické zadání testovacích úloh je následující (viz Obr. 357):

- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| - tloušťka ostění | $t = 0,4 \text{ m}$ |
| - objemová tíha betonu | $\gamma_c = 0,0 \text{ kN/m}^3$ |
| - modul pružnosti betonu | $E_c = 30,0 \text{ GPa}$ |
| - poissonovo číslo | $\nu = 0,2$ |
| - působící normálová síla | $N = 1,0 \text{ MN}$ |
| - výpočtové kroky | VK1 – VK21 |
| - přírůstek ohybového mom. | $\Delta M = 10,0 \text{ kNm}$ |



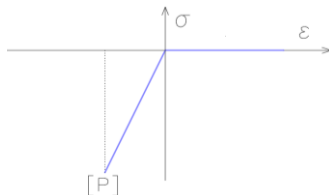
Obr. 357: Základní výpočetní schéma pro sledování natočení v místě podélného spoje

23.4.3 Tuhost pružných prvků

První otázkou je, jakou zvolit tuhost pružných prvků podporujících zkoumaný segment ostění. Jelikož jsou pružiny umístěny v místě podélného spoje, který se vyskytuje na ose symetrie, měla by být svislá deformace od tlaku co nejvíce omezena. V ideálním případě by měla být vertikální tuhost pružin v tlaku nekonečná. Pružiny mají co nejvýstižněji modelovat

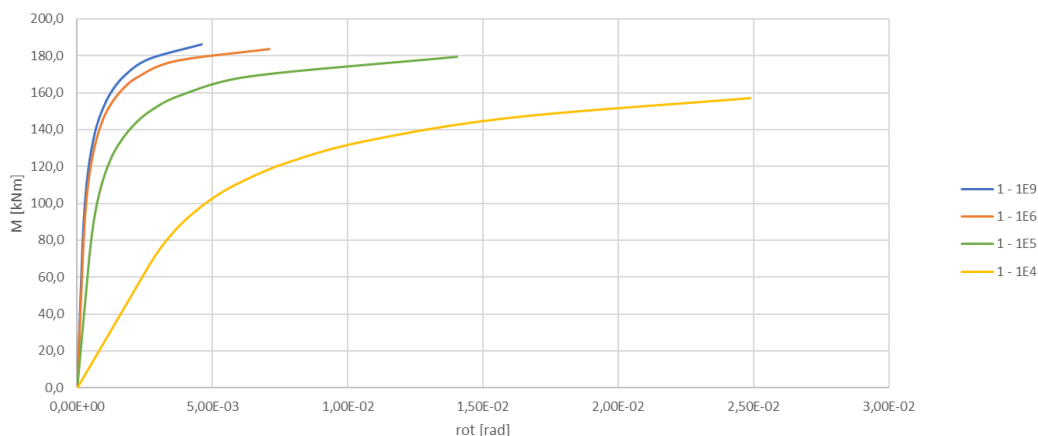
chování v místě podélného spoje. Proto je třeba z hlediska svislého tahového namáhání vyloučit jejich působení. Co se týká horizontálních tuhostí, tak ty není třeba zadávat, jelikož v podélném spoji v tomto uspořádání žádné smykové síly nepůsobí.

Z výše uvedeného vyplývá, že nejlepší je model na dolní hranici podepřít tuhými podpory s vyloučeným tahem. Bohužel tento typ podepření program ATENA nenabízí, proto je třeba zavést nelineární podpory o definovaném průběhu tuhosti (viz Obr. 358). Tuhost a pevnost v tahu je nulová. Tuhost v tlaku je definována na základě souřadnic bodu $[P] = [\varepsilon; \sigma]$.



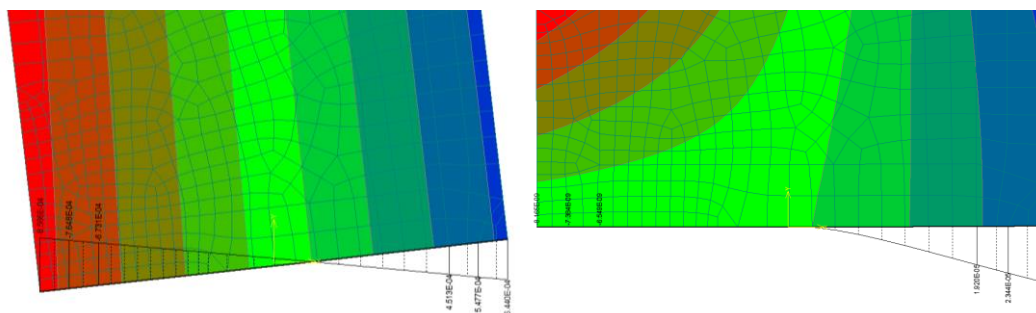
Obr. 358: Průběh tuhosti nelineární pružné podpory

Směrnici lineární větve působení pružin v tlaku je třeba volit co nejvyšší. Pokud je ale zadána příliš vysoká hodnota vzhledem k tuhostem okolních prvků numerického modelu, program napíše chybovou hlášku a výpočet neproběhne. Na Obr. 359 jsou znázorněny křivky závislosti ohybového momentu v podélném spoji na natočení (tzv. MxPhi křivky) pro různou tuhost tlakové větve nelineárních pružných podpor (respektive souřadnic bodu P).



Obr. 359: Porovnání MxPhi křivek na základě měnící se strmosti tlakové větve pružných podpor

Pokud je volena tuhost v tlaku podpůrných pružin příliš nízká, tak dojde k tomu, že místo, aby se při vyšším ohybovém namáhání segmenty postupně zakřivily a podélný spoj otevřel, tak se celý model pouze svisle zatlačuje a téměř jako tuhé těleso se přemísťuje (viz Obr. 360 vlevo).



Obr. 360: Porovnání svislé deformace – vlevo velice měkké tlakové podepření ($1 - 1E4$); vpravo tuhé podepření v tlaku ($1 - 1E9$)

Na Obr. 360 vpravo je znázorněna svislá deformace při co nejvyšší tuhosti pružin, tak aby byl řešič schopný dokonvergovat. Stlačení pružin je v tomto případě v řádech $10^{-8} m$,

což je hodnota téměř zanedbatelná. Zároveň si lze povšimnout zcela rozdílného průběhu vertikálních deformací. Z hlediska symetrie je správný průběh na Obr. 360 vpravo, a proto byla tuhost pružin zavedena právě touto maximální hodnotou.

23.4.4 Způsob výpočtu

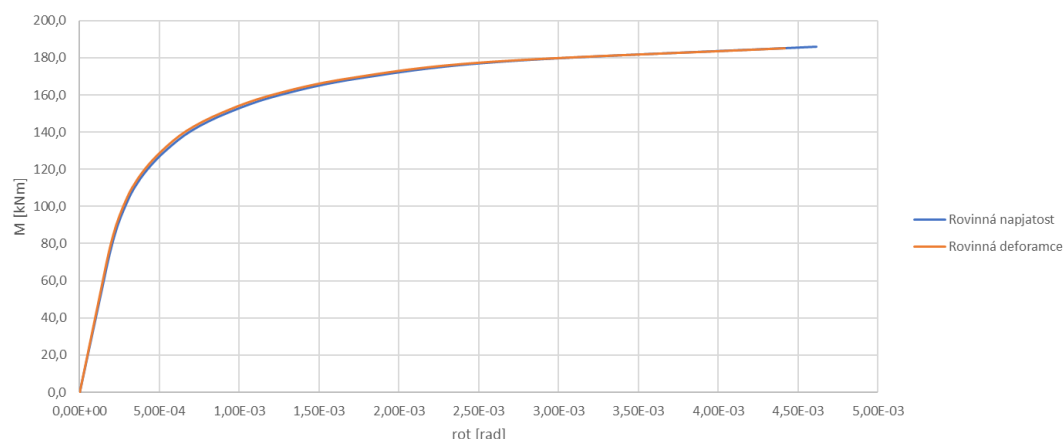
Analýza segmentového ostění je díky působení sil štítových lisů prostorový problém. Pokud je ale modelován podélný spoj zjednodušeně ve 2D, tak má uživatel na výběr zda bude úlohu řešit v podmínkách rovinné deformace nebo rovinné napjatosti.

Podmínky rovinné napjatosti si lze představit jako řešení stěny v rovině její střednicové plochy. Napětí kolmo na stěnu jsou nulová, poměrné přetvoření ale nikoliv. Klasickou úlohou rovinné deformace je třeba výpočet sekundárního ostění konvenčně ražených tunelů, kdy je modelován metr běžný ostění. V tomto případě jsou deformace ostění v podélném směru nulové, kdežto podélná napětí ne.

Pokud je modelován podélný spoj, tak není situace úplně jednoznačná. Jestliže by bylo zaručeno, že v podélném směru tubusu tunelu bude po celou dobu životnosti bráněno deformaci, jednalo by se o problém rovinné deformace. Toto ale nelze zajistit ze dvou důvodů. Zaprvé mezi sousedními prstence ostění se do příčného spoje obvykle vkládají diskrétní roznášecí tlakové podložky, aby soustředily zatížení štítových lisů do patřičných míst a pomohly vyrovnat výrobní a montážní nepřesnosti. Mezi roznášecími deskami jsou prstence v kontaktu pouze prostřednictvím těsnících profilů. Podélné deformaci bráněno tedy není. Druhým důvodem je možný pokles sil štítových lisů v průběhu životnosti tunelu vlivem relaxace zatížení a dotvarování použitých materiálů.

Pokud je případ řešen v podmínkách rovinné napjatosti, tak je výpočetní model tím, že není fixován ve směru kolmém na výpočetní rovinu, měkčí a v případě zavedení nelineárního chování betonu také méně únosnější. Tento problém byl konzultován s vedoucím disertační práce, kolegy i dalšími odborníky z praxe. Závěrem rozvahy je, že všechny další výpočty budou realizovány v podmínkách rovinné napjatosti. Dalším důvodem je, že jsou veškeré analytické vztahy odvozeny také na základě těchto předpokladů.

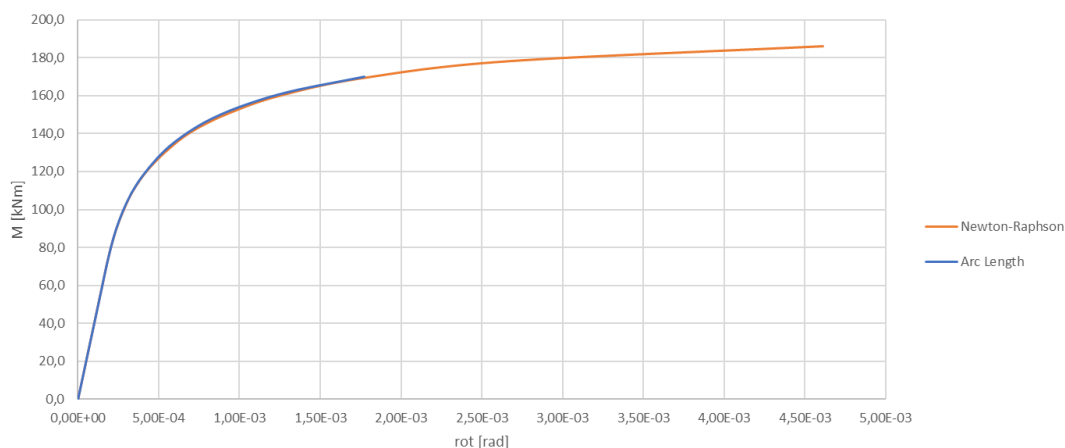
Na Obr. 361 je pro názornou ukázkou porovnána zatěžovací křivka ($M \times \Phi$) stanovená na základě podmínek rovinné napjatosti a stejná křivka získaná z výpočtu rovinné deformace. Jak je vidět z obou průběhů, rozdíly jsou v tomto případě zanedbatelné.



Obr. 361: Porovnání $M \times \Phi$ křivek na základě rovinné deformace a rovinné napjatosti

23.4.5 Výpočetní metoda

Jak bylo psáno v úvodu této kapitoly program ATENA nabízí uživateli provést výpočet buď metodou Newton-Raphson (NR), nebo metodou Arc Length (AL). Opět bylo provedeno porovnání výsledků za použití obou metod výpočtu (viz Obr. 362).



Obr. 362: Porovnání MxPhi křivek na základě typu výpočetní metody

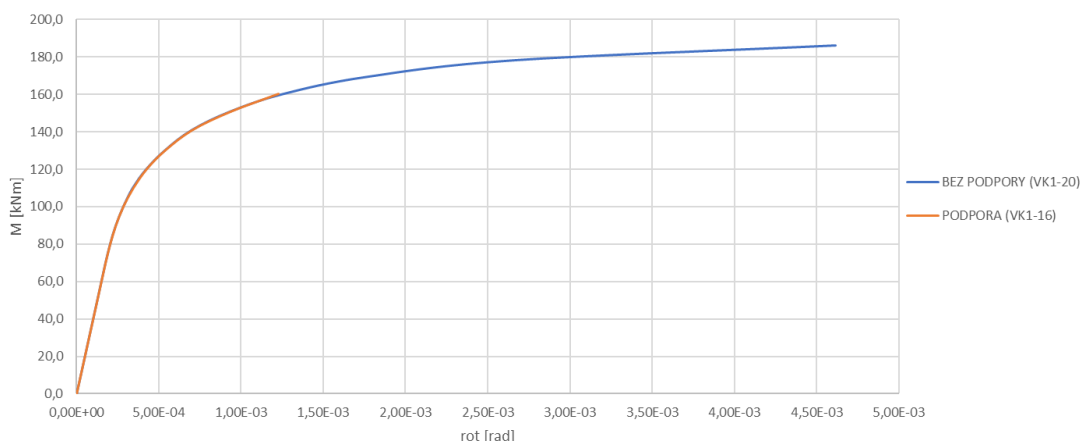
Do fáze, kdy je spoj uzavřený se chovají obě výpočetní metody identicky. Při výpočtu metodou AL řešič ve vyšších výpočetních krocích nedokázal aplikovat na numerický model předepsané zatížení a nedokvergoval k výsledku. Metoda NR je schopna zatěžovat model až do fáze téměř pohyblivého mechanismu. Zároveň při vysokém normálovém zatížení a zavedení nelineárního chování betonu docházelo při AL k nestabilitě řešiče a celkově byl výpočet pomalejší než v případě NR. Metoda AL také špatně konverguje, pokud je zvyšována tuhost podpurných pružných prvků.

Z těchto důvodů je do dalších výpočtů zvolena jako výchozí metoda výpočtu Newton-Raphson (NR).

23.4.6 Dodatečné podepření

Zkoumání byl podroben i výpočetní model, který byl obdobně jako například výpočetní model 5 podepřen v ose symetrie horní stolice vertikálně posuvným kloubem.

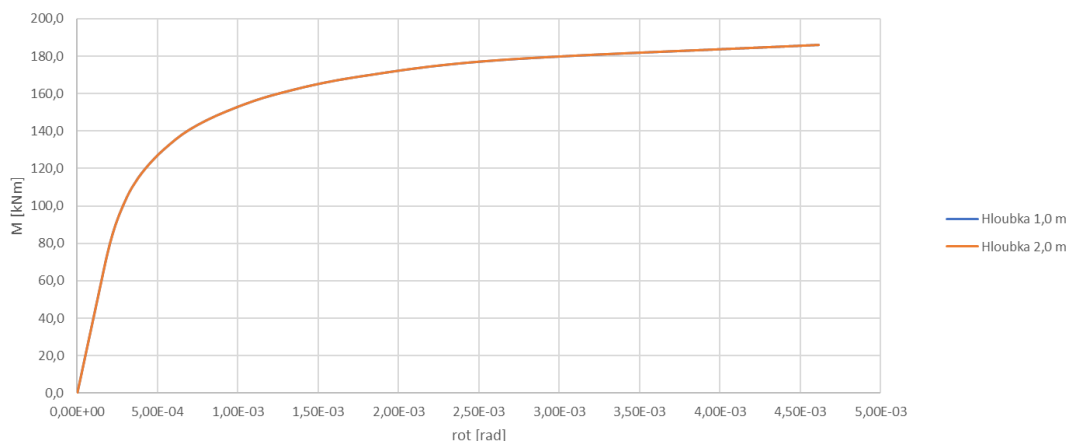
Problémem při dodatečném podepření je, že ve vyšších výpočetních krocích není řešič schopný dokonvergovat. Dodatečná podpora navíc do výpočetního modelu vnáší určitou reakci, která sice není velká, ale bez ní je model „čistší“. Natočení podélného spoje do fáze, kdy model konverguje je ale téměř totožné se stavem bez dodatečné podpory (viz Obr. 363).



Obr. 363: Porovnání MxPhi křivek na základě chování modelu bez a s dodatečnou podporou

23.4.1 Vliv hloubky numerického modelu

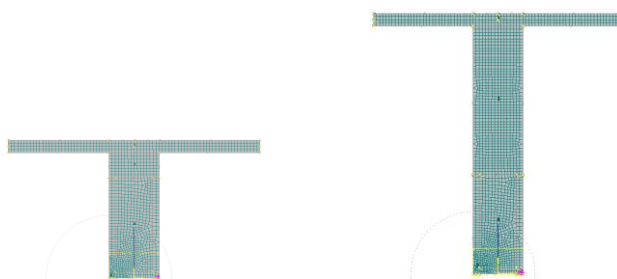
Program ATENA umožňuje v případě 2D výpočtu zadat hloubky (tj. rozměr kolmý rovinu výpočetního modelu) jinou hodnotou než metr běžný. Pro porovnání byl vytvořen výpočetní model hloubky 2,0 m a byl porovnán s původním výpočetním modelem hloubky 1,0 m. Adekvátně k prohloubení modelu bylo zvětšeno i vnější zatížení, tak, aby byl na segment a podélný spoj vyvozen stejný účinek. Výsledné porovnání je pak vztaženo opět k ohybovému momentu na metr běžný. Z průběhu MxPhi křivek na Obr. 364 je zřejmé, že zde žádný rozdíl není a výsledky jsou identické.



Obr. 364: Porovnání MxPhi křivek na základě rozdílné hloubky modelu

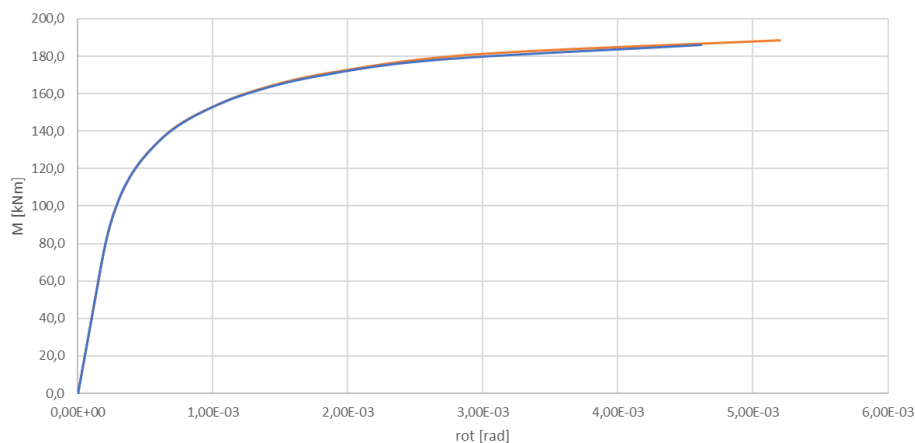
23.4.2 Délka výpočetního modelu

V dalším kroku bylo hledáno, jaký má na namáhání podélného spoje vliv délka segmentu. V základním uspořádání je délka vzorku 1,0 m. Ve srovnávacím případě je uvažováno s délkou 2,0 m (viz Obr. 365 vpravo).



Obr. 365: Vlevo původní výpočetní model; vpravo prodloužený model

Dvojice sil vyvolává konstantní ohybový moment. Při porovnání MxPhi křivek není vidět téměř žádný rozdíl v chování obou výpočetních modelů. Tvar křivek je téměř totožný.



Obr. 366: Porovnání MxPhi křivek na základě délky výpočetního modelu

23.5 Porovnání výsledků při použití elastického materiálového modelu

Na základě výsledků a poznání učiněných v předchozí kapitole 23.4 *Detailní analýza výpočetního modelu* 7 byla ověřena vhodnost numerického modelu 7 pro další výpočty. Cílem je porovnávání průběhu MxPhi křivek podélného spoje segmentového ostění stanovených na základě odvozených analytických vztahů s výsledky získanými metodou konečných prvků. Nejprve bude porovnání provedeno při použití elastického modelu materiálu betonu.

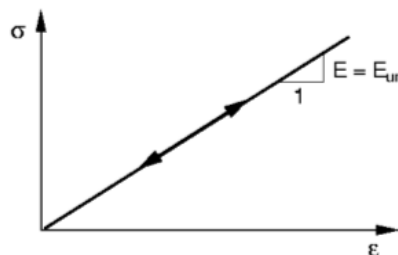
23.5.1 Základní vstupy výpočtu

Základní vstupní parametry výpočtu jsou následující:

- případ chování 2
- tloušťka ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = \text{proměnná}$
- objemová tíha betonu $\gamma_c = 0,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti betonu $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu = 0,2$
- působící normálová síla $N = 5,0 \text{ MN}$
- výpočetní kroky VK1 – VK21
- přírůstek ohybového mom. $\Delta M = \text{proměnný}$

23.5.2 Elastický materiálový model

Při analýze jakkoli složitěho numerického problému by se vždy mělo začínat od jednoduchých materiálových modelů. Tím nejjednodušším je model lineární (elastický). Jeho základními materiálovými parametry jsou modul pružnosti (E) a Poissonovo číslo (ν). S rostoucím namáháním roste pouze deformace prvku. Plastifikace nebo porušení prvku nejsou možné. Výhodou tohoto modelu jsou zejména jednoduché konstitutivní rovnice, které garantují vyšší rychlost výpočtu. Zároveň je patrné, kde se koncentruje napětí, jelikož nedochází k jeho postupné redistribuci vlivem trhlin apod.



Obr. 367: Jednoosá napjatost – lineární materiálový model (Faltýnek, 2016, s. 183)

23.5.3 Porovnání křivek závislosti ohybového momentu a natočení

Tato kapitola obsahuje porovnání tzv. MxPhi křivek, tedy závislosti ohybového momentu, který je schopný podélný spoj přenést na relativním úhlu natočení. Analýza bude provedena pro klesající šířku kontaktní plochy.

Velikost ohybového momentu je stanovena na základě funkcionality tzv. střednice MNQ, která je vysvětlena v kapitole 23.2 *Základní popis výpočetního programu ATENA 2D*. Vyhodnocení natočení je provedeno na základě popisu uvedeného v kapitole 23.4.1 *Způsob vyhodnocení natočení v místě podélného spoje*.

Jelikož se jedná o lineární posudek, budou sledované závislosti porovnávány také s následujícími lineárními analytickými modely dle:

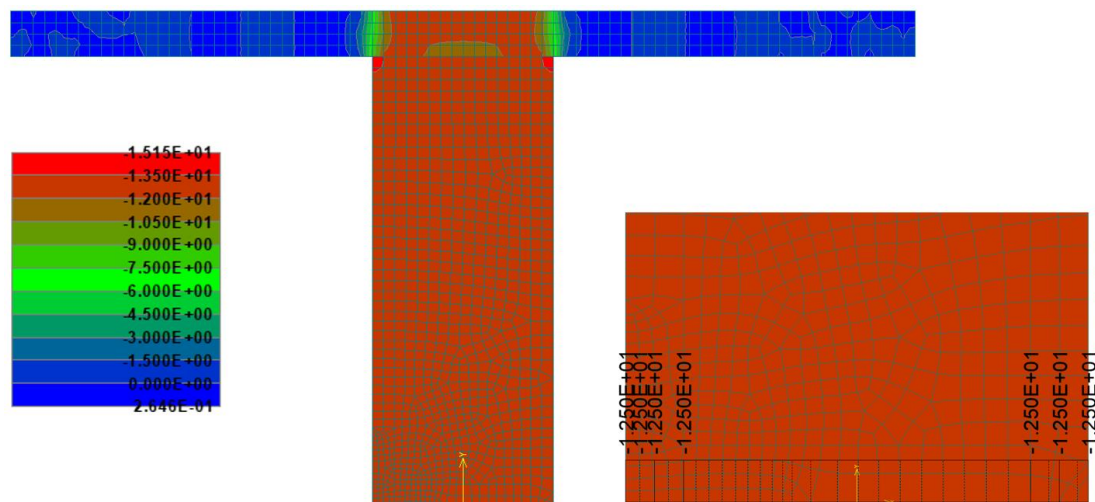
- Janssena (viz kapitola 22.4.1.2 *Model podélného spoje dle předpokladů Janssena*)
- Gladwella (viz kapitola 22.4.1.6 *Model podélného spoje dle předpokladů Gladwella*)

23.5.3.1 Šířka kontaktní plochy rovna tloušťce ostění

Jako první bude provedena analýza základního numerického modelu pro stejnou šířku kontaktní plochy jako tloušťka ostění. Výchozí vstupy viz kapitola 23.5.1 *Základní vstupy výpočtu*. Přírůstek ohybového momentu v jednotlivých fázích $\Delta M = 50,0 \text{ kNm}$.

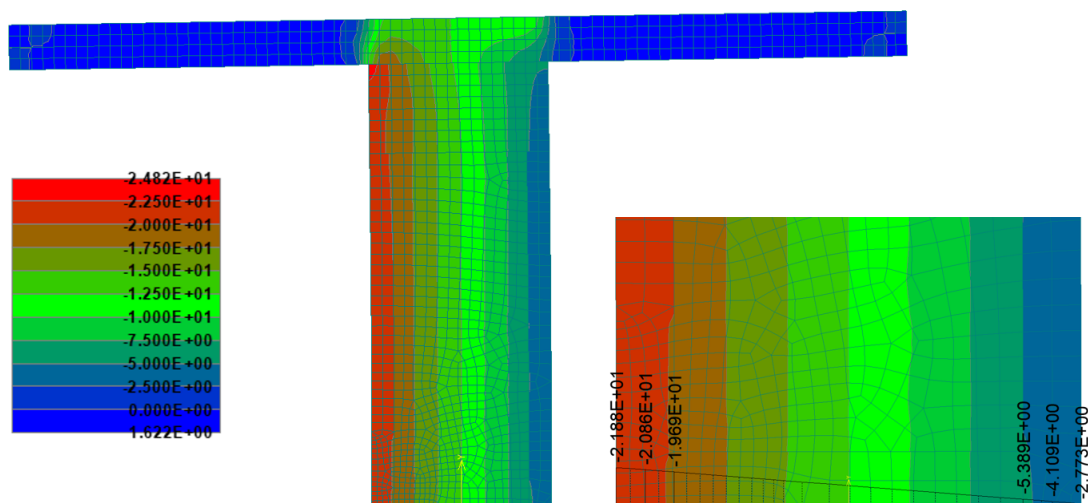
Nejprve je důležité ověřit, jaký je postupný vývoj napjatosti v těsné blízkosti podélného spoje s odkazem na jednotlivé fáze působení podélného spoje tak, jak jsou definovány v kapitole 22.4.1 *Modelování spoje rotační pružinou*. Na následujících obrázcích bude vykresleno svislé napětí σ_{yy} na celém numerickém modelu s detailem průběhu v blízkosti podélného spoje a hodnotami kontaktního napětí v jednotlivých rozhodujících výpočtových krocích (VK). Navíc je znázorněn pro představu deformovaný tvar numerického modelu.

První průběh na Obr. 368 představuje fázi působení 0, kdy je spoj zatížen pouze normálovou silou (převedenou na spojitě vertikální zatížení tuhé roznášecí desky).



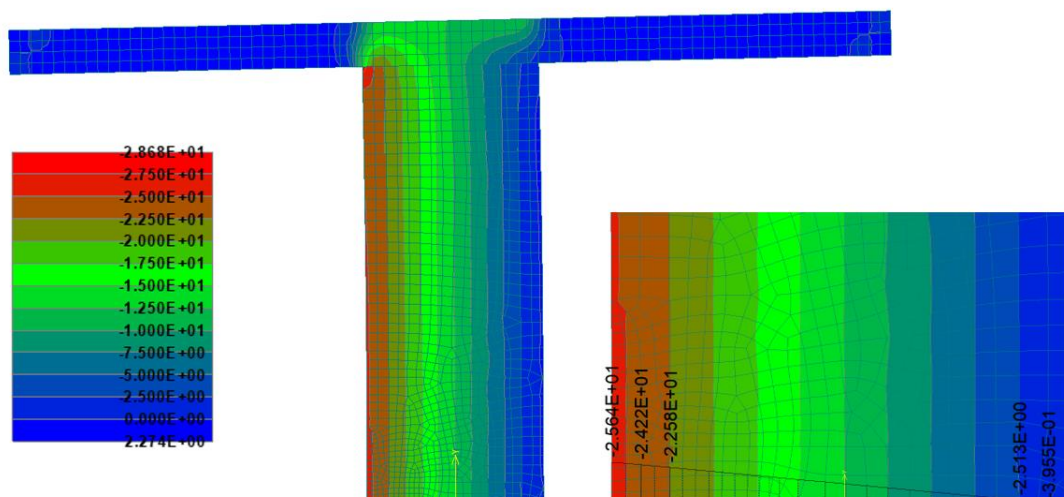
Obr. 368: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK1)

Obr. 369 ukazuje výpočtový krok 6 ve fázi působení I, kdy je podélný spoj celý tlačенý a stále ještě uzavřený. Působení odpovídá fázi I.



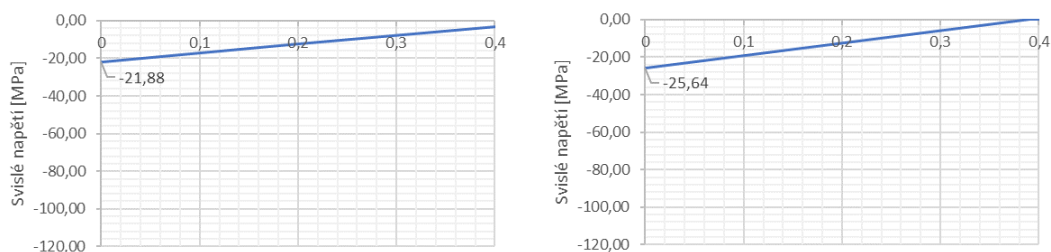
Obr. 369: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK6)

Mezi VK7 a VK8 dochází k tomu, že tahové napětí od ohybového momentu přesáhne tlakové napětí od normálové síly na straně tažených vláken. Podélný spoj mezi dvěma segmenty není schopen přenášet tahová namáhání, proto nastává postupné otevírání podélného spoje, redistribuce napětí a přechod do fáze působení II.



Obr. 370: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK8)

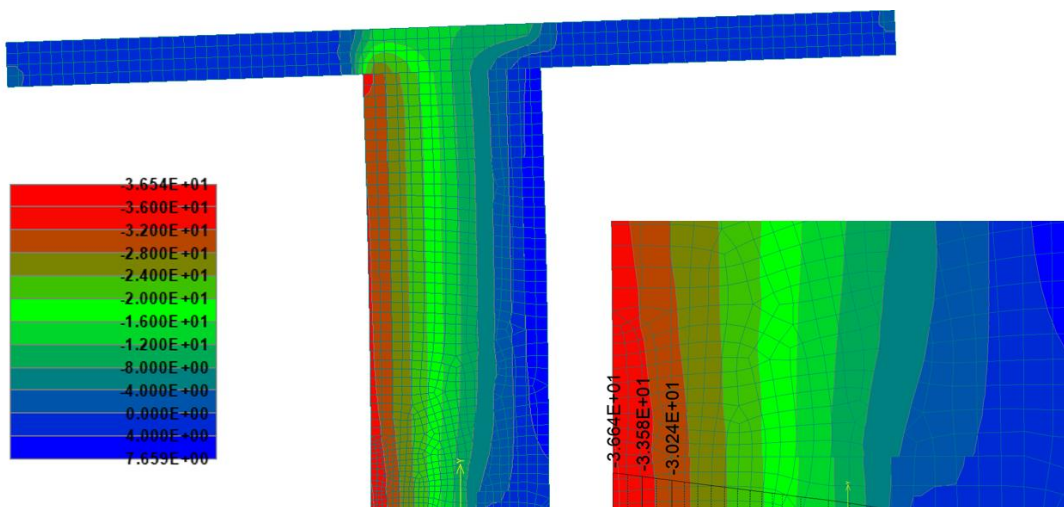
Průběh kontaktního napětí dle analytických vztahů je znázorněn na Obr. 371. Z porovnání číselných hodnot je vidět dostatečná shoda mezi oběma přístupy.



Obr. 371: Kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů (vlevo VK6, vpravo VK8)

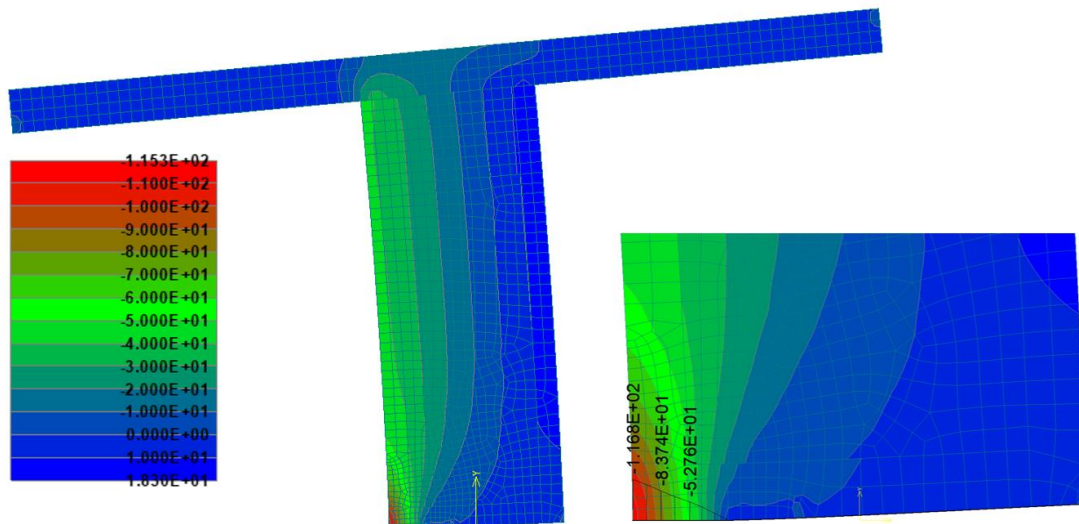
S rostoucím momentovým zatížením se zmenšuje šířka kontaktní plochy. Jelikož se jedná o lineární materiálový model, může napětí dosahovat nekonečné hodnoty a koncentrovat se téměř do jednoho jediného bodu.

Průběh napjatosti pro VK12 je znázorněn na Obr. 372. Zajímavé je sledovat, jak se izoliny tlakových čar postupně v místě podélného spoje natáčí. Nejsou již rovnoběžné po celé šířce průřezu.

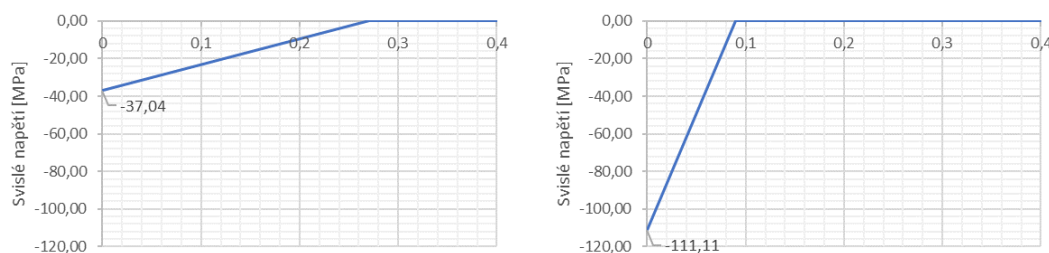


Obr. 372: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK12)

Pro názornost budou vykresleny na Obr. 373 ještě výsledky z VK18, kdy již napětí dosahuje velmi vysokých hodnot (překračujíc pevnosti běžných konstrukčních betonů), šířka tlačené zóny je minimální a spoj je zešířka otevřený. Izolinie napětí jsou na tlačené straně průřezu značně natočené. Na Obr. 374 opět porovnání s analytickými výsledky. Rozdíly jsou v řádu několika procent. Šířka tlačené zóny je taktéž téměř stejná.



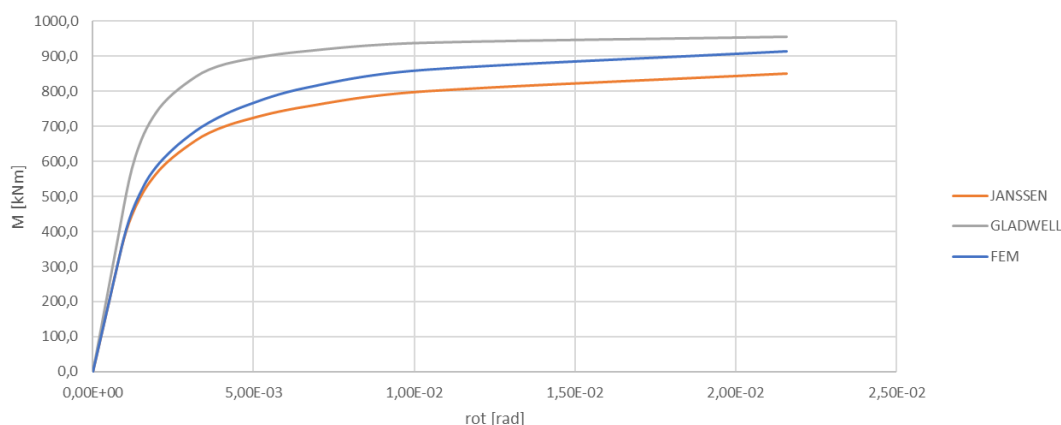
Obr. 373: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkruseno 10x (VK18)



Obr. 374: Kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů (vlevo VK12, vpravo VK18)

Na základě výsledků výše je možné konstatovat, že z hlediska průběhu napjatosti lineárního materiálového modelu odpovídají analytické vztahy dle Jansseny téměř dokonale numerickému modelu provedenému v programu ATENA.

Nyní může být přistoupeno k vyhodnocení MxPhi křivek.

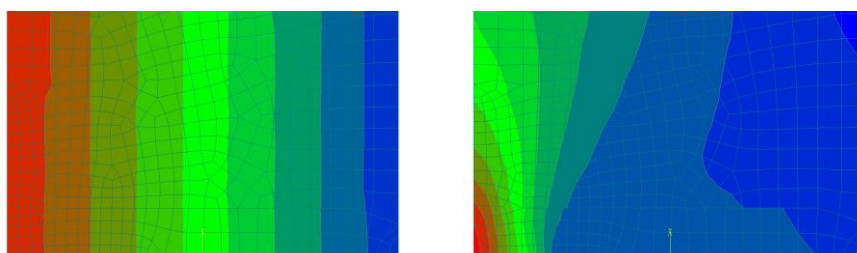


Obr. 375: MxPhi křivky pro jednotlivé výpočetní metody a modely (šířka kontaktní plochy 0,4 m)

Z průběhů znázorněných na Obr. 375 vyplývá několik závěrů. Na začátku ohybového namáhání podélného spoje je křivka určena na základě výpočtu metodou konečných prvků (FEM) téměř totožná s průběhem stanoveným na základě Janssenova modelu (JANSSEN).

Pro připomenutí: Janssenův model stanovuje natočení spoje na základě hodnoty stlačení ovlivněné zóny vztažené k šířce tlačené oblasti. Jak bylo uvedeno výše průběh svislého napětí v podélné spáře odpovídá výsledkům analytických vztahů. Materiálový model je lineární. To implikuje stejnou hodnotu poměrného přetvoření v místě podélného spoje.

Z jakého důvodu dochází při vyšších hodnotách působícího ohybového momentu k odklonu křivky FEM od křivky JANSSEN? Vysvětlení podává průběh svislého přetvoření. Janssen předpokládá, že hodnota ε_{yy} , která působí v místě podélného spoje je konstantní po výšce ovlivněné zóny. Tento předpoklad platí při nízkých VK (viz Obr. 376 vlevo). Na základě výsledků výpočtů provedených metodou konečných prvků dochází při vyšších hodnotách působícího ohybového momentu, kdy se začíná otevírat podélná spára, k natáčení izoploch svislého napětí, tedy i svislého přetvoření (viz Obr. 376 vpravo). Hodnota přetvoření v blízkosti podélného je sice totožná s analytickými vztahy, po výšce ovlivněné zóny ale klesá. Tím pádem jsou i nižší deformace a FEM křivka vykazuje ve vyšších výpočtových krocích tužší chování, což potvrzuje i porovnání na Obr. 375.

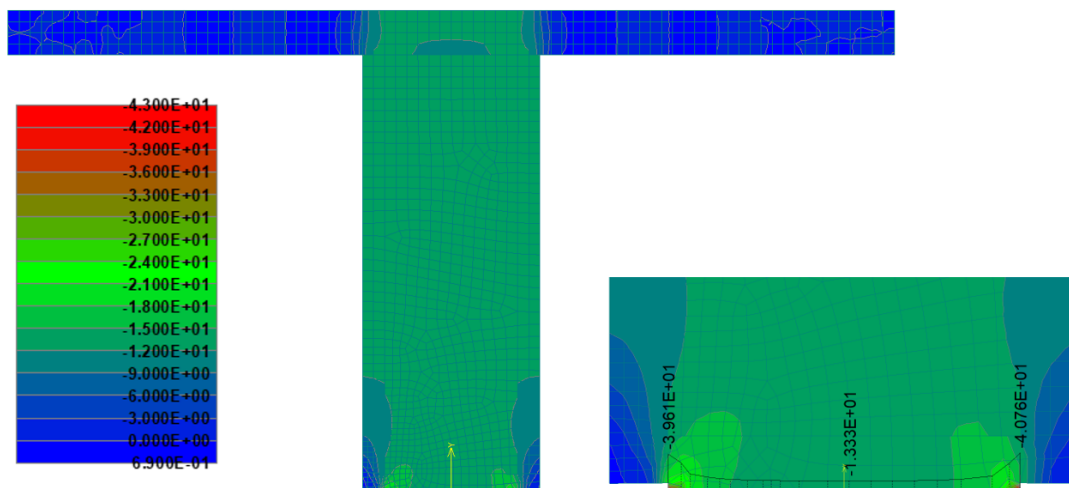


Obr. 376: Porovnání průběhu svislého přetvoření ε_{yy} vlevo VK6; vpravo VK18

Křivka stanovená dle Gladwellova přístupu ukazuje již od počátku zatěžování pro danou hodnotu ohybového momentu menší natočení – tužší chování.

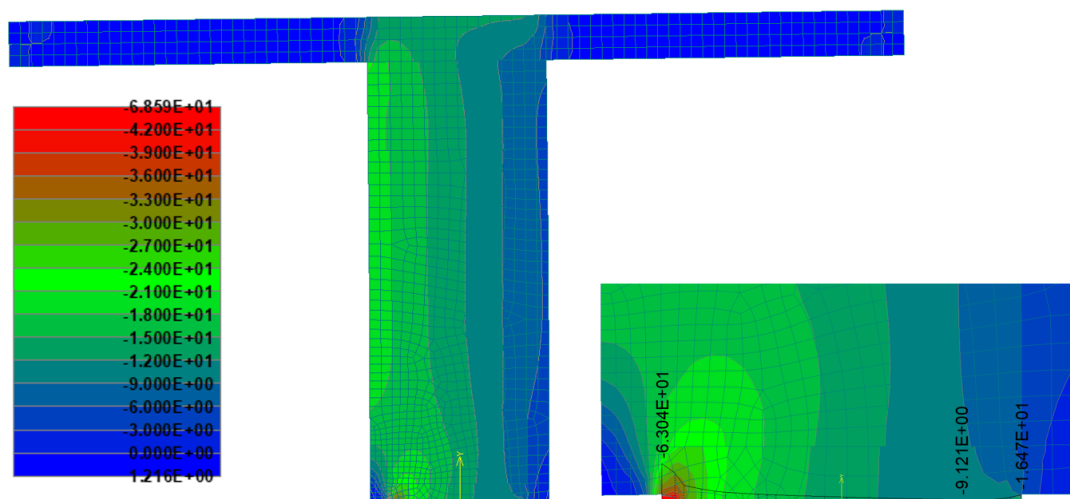
23.5.3.2 Redukovaná šířka kontaktní plochy

Ve chvíli, kdy je snížena šířka kontaktní plochy, dochází ke změně průběhu svislého kontaktního napětí v podélném spoji a tím i trendu MxPhi křivek stanovených metodou konečných prvků. Napětí již nemá lineární průběh jako v případě šířky kontaktní plochy rovné tloušťce ostění, ale dochází ke koncentraci v místech na okraji průřezu, kde je provedeno zúžení kontaktní plochy. Základní vstupy výpočtu viz kapitola 23.5.1 *Základní vstupy výpočtu*. Šířka kontaktní plochy je uvažována $l_t = 0,3 \text{ m}$. Přírůstek ohybového momentu $\Delta M = 37,5 \text{ kNm}$. Prvním výpočtovým krokem je VK1, tedy fáze působení podélného spoje 0, který odpovídá centrickému talkovému zatížení. Z průběhu vertikálního napětí na Obr. 377 je patrná koncentrace napětí na okrajích průřezu v místě zúžení.



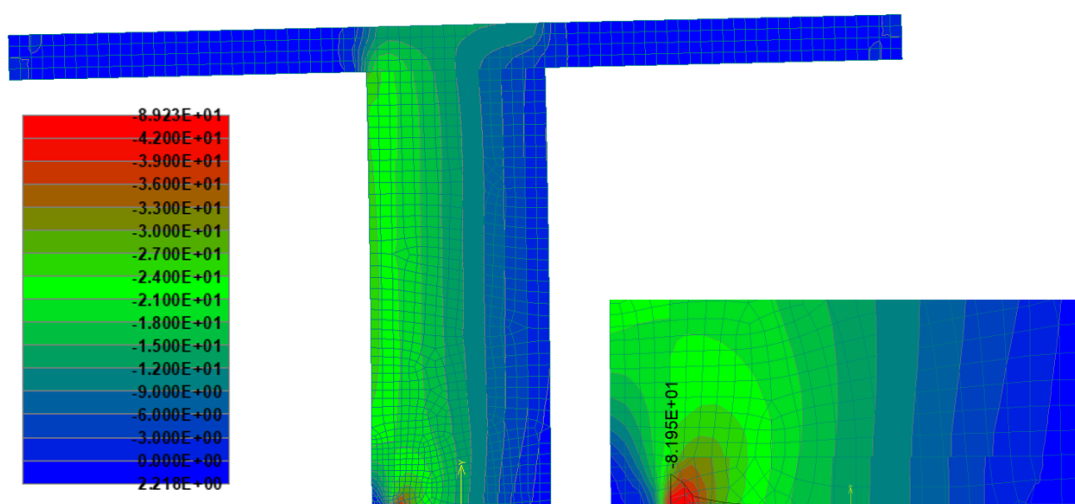
Obr. 377: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkesleno 10x (VK1)

S rostoucím ohybovým namáháním dochází k přesunu koncentrace namáhání k tlačené oblasti (viz Obr. 378).

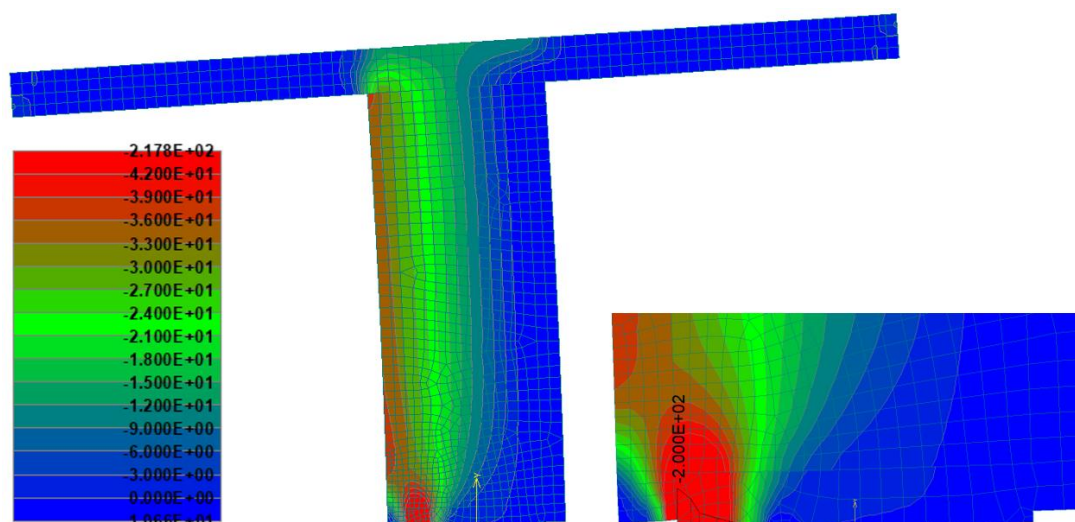


Obr. 378: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK6)

Mezi VK9 a VK10 dojde k tomu, že se spoj začíná otevírat (viz Obr. 379). To odpovídá přechodu z fáze působení I do fáze II.

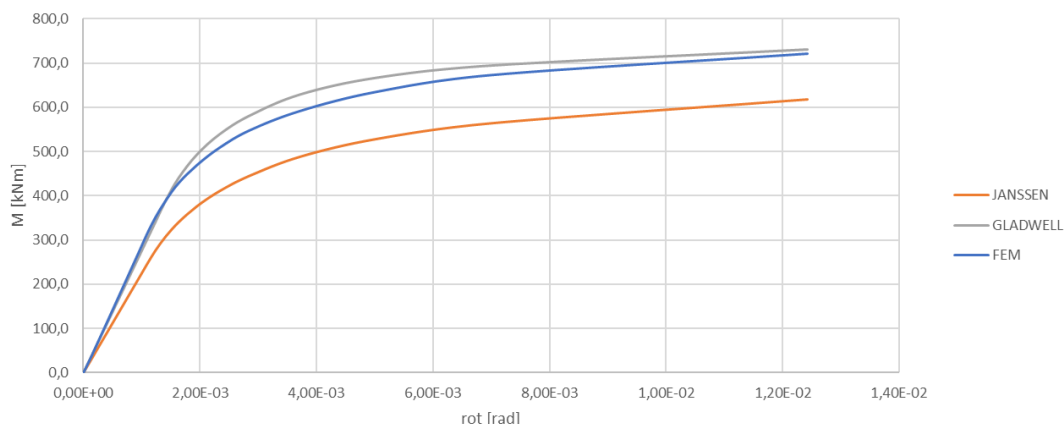


Obr. 379: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK10)



Obr. 380: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK18)

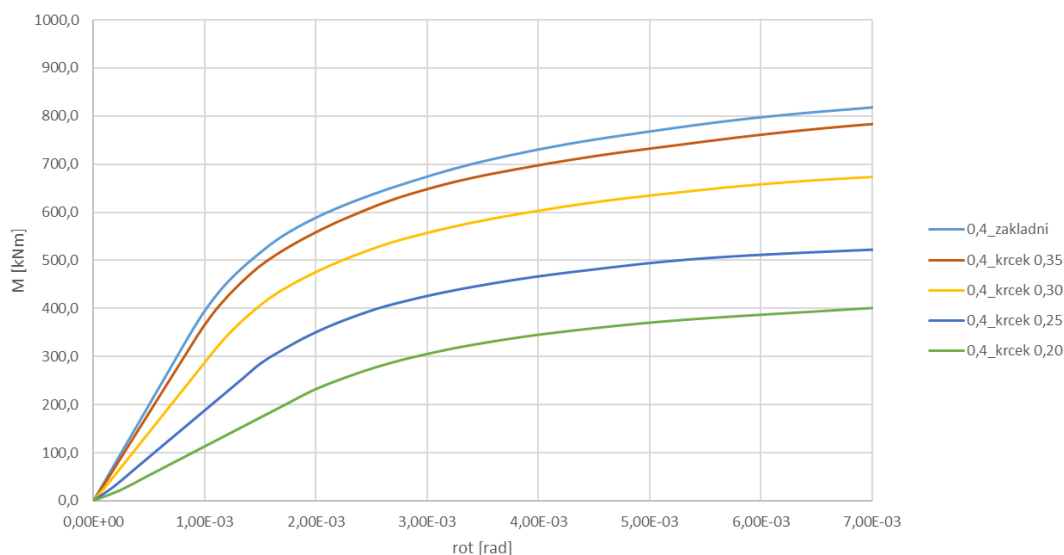
Níže, na Obr. 381, je vykresleno porovnání křivek $M \times \Phi$ stanovených na základě obou lineárních analytických vztahů a metodou konečných prvků.



Obr. 381: $M \times \Phi$ křivky pro jednotlivé výpočetní metody a modely (šířka kontaktní plochy 0,3 m)

Z průběhu na Obr. 381 je patrné, že v případě, kdy je kontaktní plocha menší než tloušťka ostění, je větší shoda mezi křivkou získanou metodou konečných prvků (FEM) a křivkou sestavenou na základě Gladwellova přístupu (GLADWELL). To je dáno především jiným tvarem kontaktního napětí, který se více blíží předpokladům odvození Gladwellova analytického modelu.

Porovnání $M \times \Phi$ křivek získaných na základě numerických výpočtů pro různé hodnoty šířky kontaktní plochy je znázorněno na Obr. 382. Průběhy křivek, tuhosti i maximální ohybové momenty odpovídají závěrům z předchozích kapitol.



Obr. 382: $M \times \Phi$ křivky (FEM) pro rozdílnou šířku kontaktní plochy

Na závěr této kapitoly je nutno podotknout, že se stále jedná o lineární materiálový model. Například již ve VK10 (viz Obr. 379) jsou hodnoty napětí za hranicí pevnosti v tlaku běžně používaných konstrukčních betonů. Při reálném působení by zde došlo k plastifikaci betonu, postupné redistribuci napětí a snížení tuhosti. Bylo by dosaženo větších deformací a křivka by se přiblížila Janssenovu řešení.

Tématem nelineárního chování podélného spoje se bude zabývat následující kapitola 23.6 Porovnání výsledků při použití nelineárního materiálového modelu.

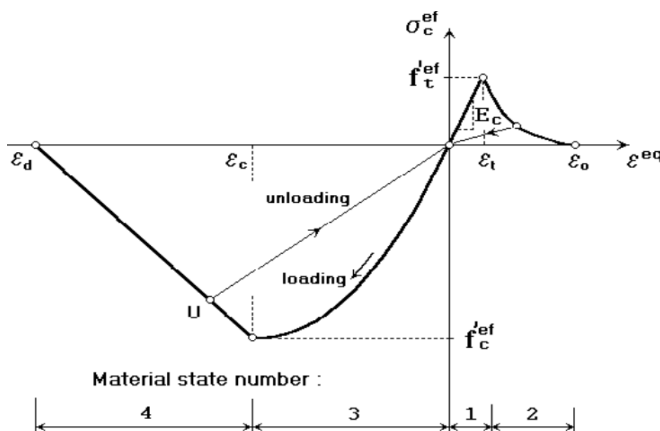
23.6 Porovnání výsledků při použití nelineárního materiálového modelu

Cílem této kapitoly je porovnávání průběhu MxPhi křivek podélného spoje segmentového ostění stanovených na základě odvozených analytických vztahů (včetně vlivu plasticity a změkčení) s výsledky získanými metodou konečných prvků a simulacemi ve výpočetním softwaru ATENA.

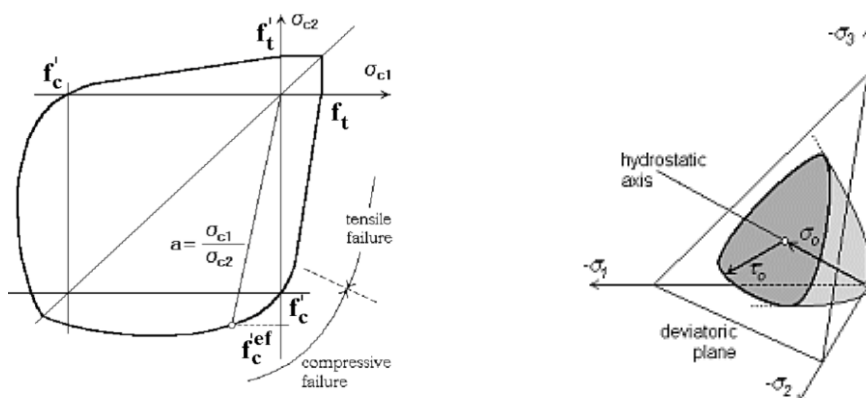
23.6.1 Materiálový model SBETA

Program ATENA nabízí uživateli řadu materiálových modelů. Pro analýzu konstrukcí z prostého betonu, železobetonu, či zprostředkovaně drátkobetonu se obvykle používá buď konstitutivní model SBETA nebo model 3D Nonlinear Cementious 2. Na základě zkušeností uživatelů programu ATENA bylo doporučeno použití materiálového modelu SBETA. Jeho chování je na základě experimentálních zkoušek několikrát otestováno s velice dobrými výsledky. Odvození modelu a popis vstupních parametrů je možné nalézt například v Červenka, a kol., (2018). Zkratka pochází z německé složeniny **Stahl Beton Analyse**. Materiálový model SBETA je schopný zohlednit následující aspekty chování betonu:

- Nelineární chování betonu v tlaku spolu se zpevněním i změkčením
- Vznik trhlin v betonu od tahového napětí založený na nelineární lomové mechanice
- Dvousé podmínky porušení na základě pevnosti v tahu a tlaku
- Zvýšení tlakové pevnosti vlivem příčného sevření
- Redukce pevnosti betonu v tlaku po vzniku trhlin
- Redukce smykové pevnosti po vzniku trhliny
- Efekt zvýšení tuhosti v tahu
- Dva možné modely chování betonu v místě trhlin



Obr. 383: Pracovní diagram materiálového modelu SBETA (Material state number – číslo stavu chování materiálu, Loading – zatěžování, Unloading – odtěžování) (Červenka, a kol., 2018)

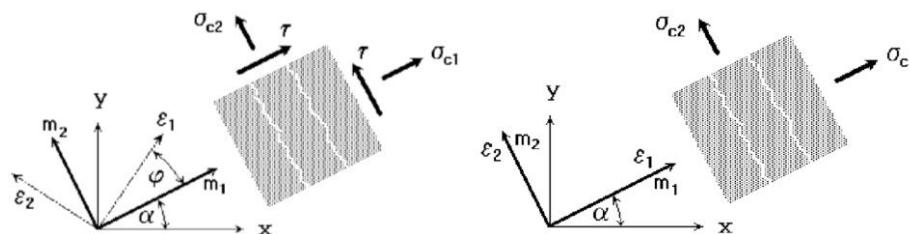


Obr. 384 Obálka porušení materiálového modelu SBETA (Tensile failure – tahové porušení, Compressive failure – tlakové porušení, Hydrostatic axis – hydrostatická osa, Deviatoric plane – deviatorická rovina) (Červenka, a kol., 2018)

Na Obr. 383 je znázorněn pracovní diagram tohoto materiálového modelu. Ten je možné rozdělit do čtyř oblastí:

- Oblast 1 reprezentuje lineární chování betonu v tahu do vzniku trhliny
- Oblast 2 znázorňuje chování betonu po vzniku trhliny
- Oblast 3 představuje chování betonu v tlaku (parabolický průběh)
- Oblast 4 ukazuje proces změkčení materiálu

Beton bez trhlin je modelován jako izotropní materiál. Pokud je ale dosaženo porušení betonu v tahu, beton popraská. Materiálový model SBETA pracuje na principu rozptýlené trhliny (princip rozevřených trhlin anglicky smeared crack principle) namísto vzniku jedné diskrétní trhliny, která je ale typická pro skutečnou konstrukci. Jak je psáno výše, SBETA umožňuje použít dva typy trhlin. První model uvažuje fixovaný směr trhlin (viz Obr. 385 vlevo). Zjednodušeně řečeno, pokud v betonu vznikne trhlina určitého směru, zůstává stejná i při narůstajícím zatížení. Druhý typ výpočtu umožňuje zavést proměnný směr trhlin, kdy se se změnou zatížení mění i směr trhlin v závislosti na orientaci hlavních napětí. V tomto případě nevznikají smyková napětí mezi trhlínami.



Obr. 385: Vlevo model fixované trhliny; vpravo model proměnného (rotovaného) směru trhliny (Červenka, a kol., 2018)

23.6.2 Základní vstupy výpočtu

Velkou výhodou programu ATENA je, že má v sobě implementovanou databázi materiálových charakteristik odvozených z modelové normy CEB – FIP Model Code 1990. To znamená, že je schopný na základě zadání krychelné pevnosti betonu určit zbývající materiálové parametry nutné pro kompletní zadání materiálového modelu SBETA. Tyto parametry lze následně ručně upravovat.

Základní vstupní parametry výpočtu jsou následující (ostatní parametry nepatrně zakrouhleny a ponechány jinak nezměněné dle Model Code 1990):

- | | |
|----------------------------|---------------------------------------------------|
| - případ chování | 2 |
| - tloušťka ostění | $t = 0,4 \text{ m}$ |
| - šířka ostění | $b = 1,0 \text{ m}$ |
| - šířka kontaktní plochy | $l_t = 0,3 \text{ m}$ |
| - objemová tíha betonu | $\gamma_c = 0,0 \text{ kN/m}^3$ |
| - modul pružnosti betonu | $E_c = 30,0 \text{ GPa}$ |
| - poissonovo číslo | $\nu = 0,2$ |
| - pevnost v tahu | $f_t = 3,0 \text{ MPa}$ |
| - model trhlin | fixované |
| - tahové změkčení | exponenciální |
| - pevnost v tlaku | $f_c = 30,0 \text{ MPa}$ |
| - působící normálová síla | $N = 3,0 \text{ MN}$ |
| - výpočetní kroky | VK1 – VK23 (poslední 4 VK s polovičním zatížením) |
| - přírůstek ohybového mom. | $\Delta M = 15,0 \text{ kNm}$ |

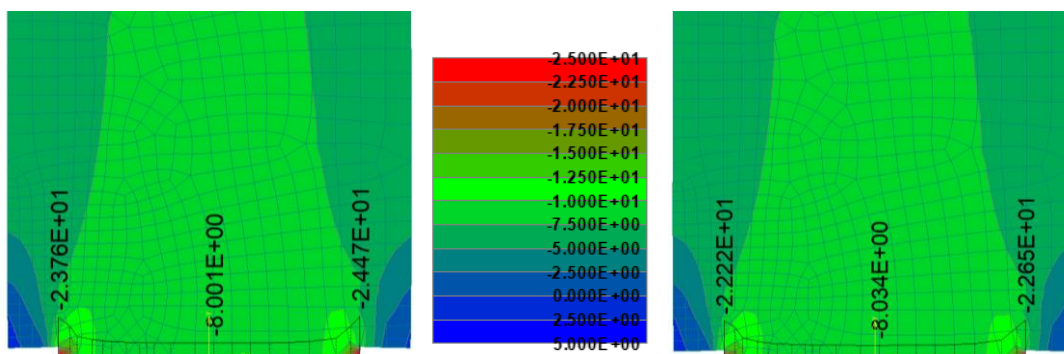
23.6.3 Porovnání křivek závislosti ohybového momentu a natočení

Porovnání závislosti $M_x\Phi$ bude provedeno na ostění s šířkou kontaktní plochy 0,3 m. Stanovení hodnoty úhlu natočení probíhá stejným způsobem jako v případě předchozích kapitol. Modelovaný segment byl rozdělen na dvě části. Na dolní části délky 0,8 m je definován nelineární materiálový model SBETA. Horní část délky 0,2 m byla ponechána elastická z důvodu bezpečnějšího přenosu ohybového namáhání z tuhé roznašecí desky.

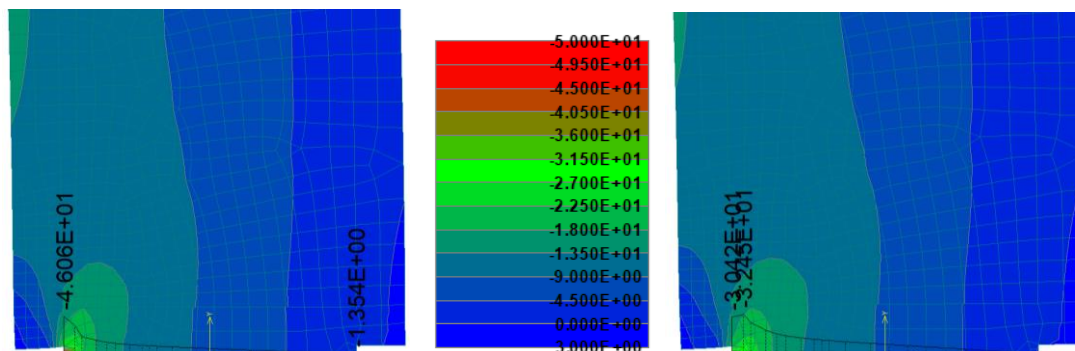
23.6.3.1 Průběh svislého napětí (lineární model vs. nelineární)

V této podkapitole bude porovnán průběh svislého napětí pro stejné zatížení v případě použití lineárního materiálového modelu a modelu SBETA v určitých významných výpočtových krocích jako například zatížení normálovou silou (VK1), nebo začátek otevírání podélného spoje (VK13) a dalších.

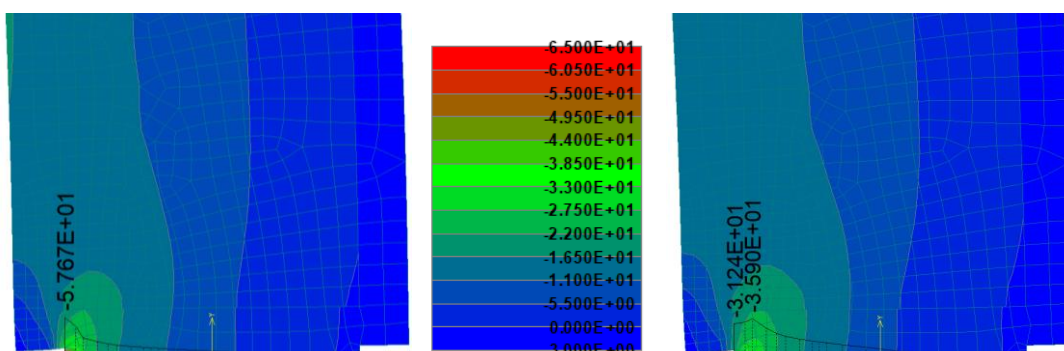
Pracovní diagramy obou materiálových modelů jsou značně odlišné. S tím souvisí i možnost porušení a redistribuce napjatosti. Na Obr. 386 až Obr. 389 je kupříkladu vidět, že v tlačené oblasti kontaktní plochy v případě nelineárního modelu nestoupá svislé napětí razantně nad hodnotu pevnosti betonu v tlaku (což odpovídá dosažení obálky porušení tohoto materiálu), zatímco u lineárního modelu ano.



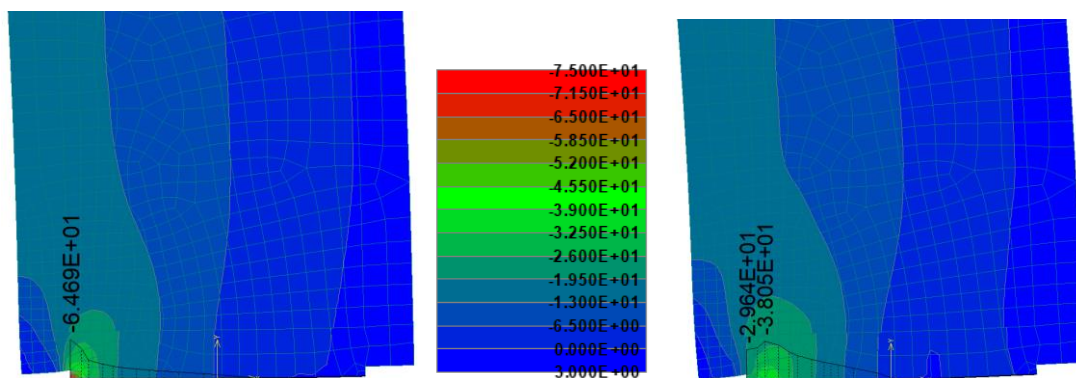
Obr. 386: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK1)



Obr. 387: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK13)



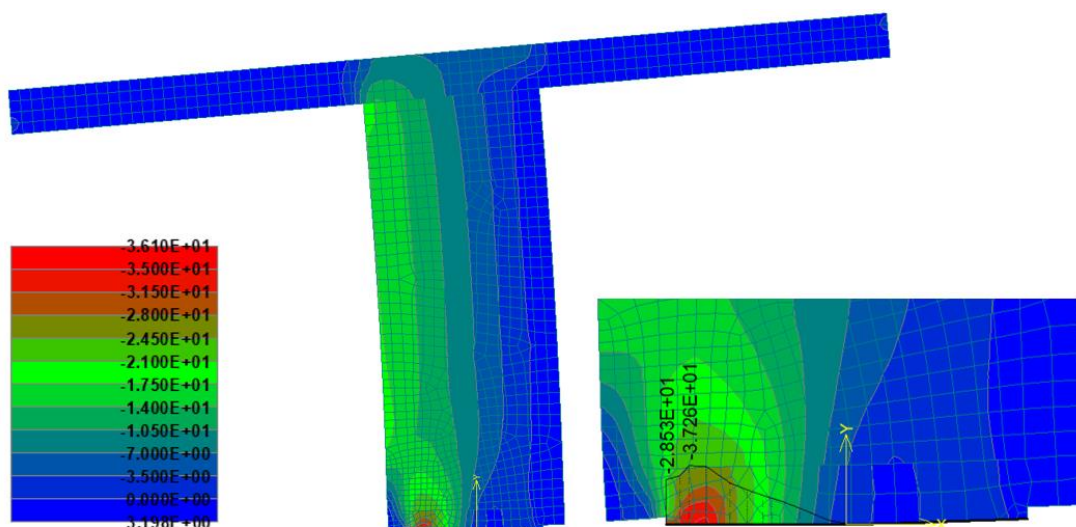
Obr. 388: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK18)



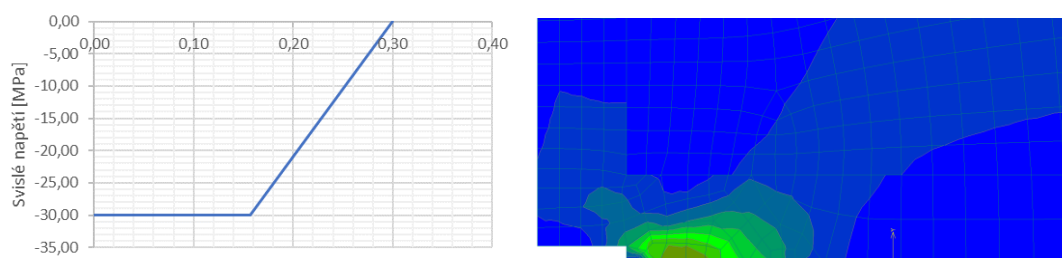
Obr. 389: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK21)

Při porovnání obou výsledků na Obr. 389 je vidět značný rozdíl v míře koncentrace napětí na tlačené straně průřezu. U lineárního materiálového modelu může napětí vystoupat teoreticky do nekonečna a soustředit se do jediného bodu. V případě nelineárního materiálového modelu, po dosažení tlakové obálky únosnosti, působí maximální napětí rozprostřeně na větší ploše příčného řezu.

Na Obr. 390 je zobrazen průběh svislého napětí při nelineárním výpočtu. Při porovnání s analytickým průběhem (viz Obr. 391 vlevo) je vidět velice dobrá shoda v šířce tlačené oblasti. Lokální zvýšené napětí nad zadanou mez pevnosti betonu v případě nelineárního výpočtu je dáno především tím, že na konečné prvky v tomto místě působí i určitá hodnota horizontálního tlakového napětí (výpočet je 2D v podmínkách rovinné napjatosti), která zvyšuje maximální možné napětí ve vertikálním směru. Dalším vlivem je hustota zvolené sítě konečných prvků a průměrování uzlových hodnot.



Obr. 390: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkesleno 30x (VK22)



Obr. 391: Vlevo kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů; vpravo průběh vodorovného napětí (maximální hodnota -1,2 MPa) (VK22)

23.6.3.2 Postupný rozvoj trhlin

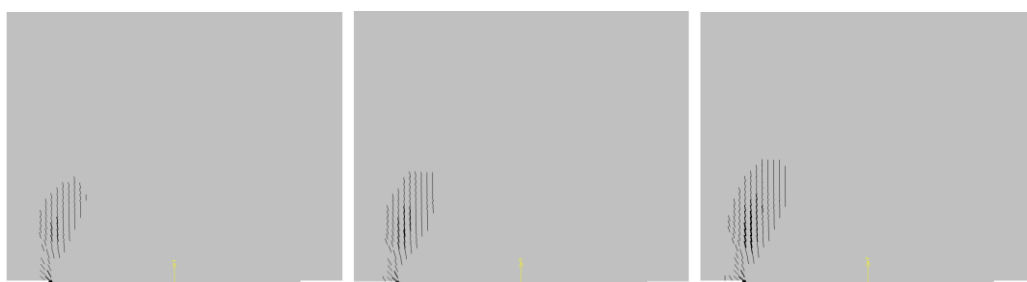
Na obrázcích níže bude vykreslen postupný rozvoj trhlin při rostoucím ohybovém namáhání až do chvíle, kdy program již nenalezne rovnováhu.



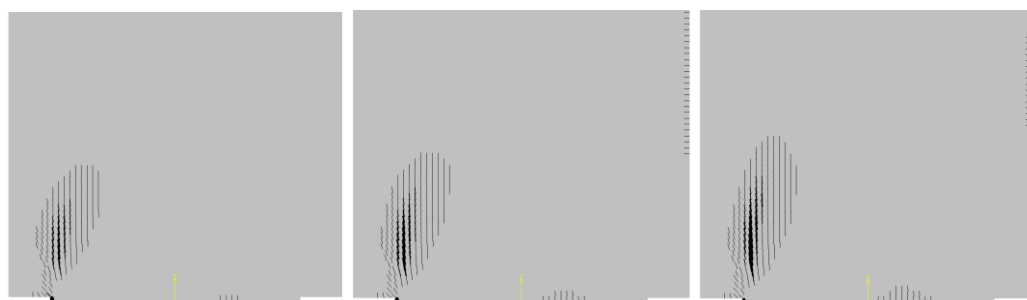
Obr. 392: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK9; VK10; VK11



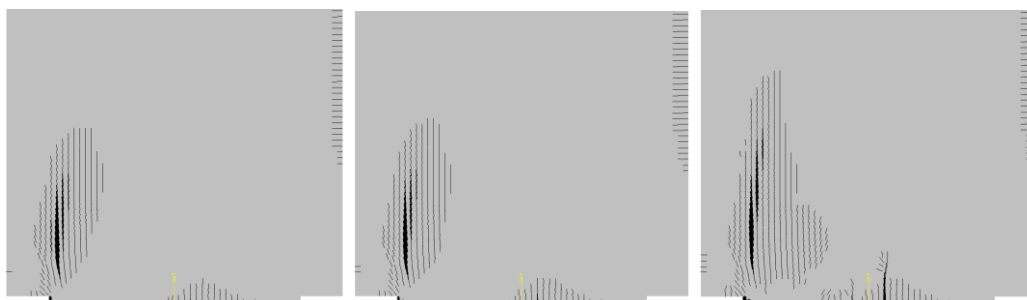
Obr. 393: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK12; VK13; VK14



Obr. 394: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK15; VK16; VK17

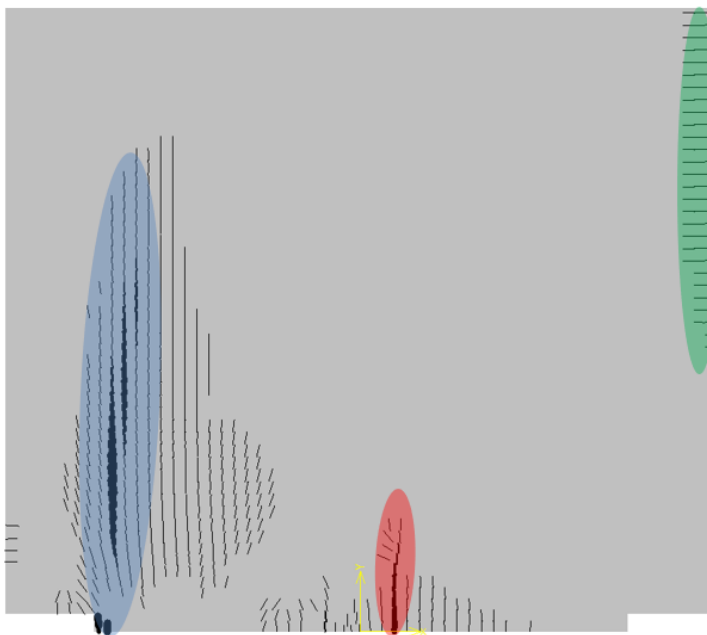


Obr. 395: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK18; VK19; VK20



Obr. 396: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK21; VK22; VK23

Jako první vzniká trhlina nad tlakovou oblastí v místech, kde je provedena změna příčného řezu z důvodu zúžení kontaktní plochy (viz Obr. 397 modrá barva). Příčinou jsou příčné tahy v betonu způsobené koncentrovaným tlakovým namáháním. Tato trhlina se s rostoucím zatížením rozšiřuje a zvětšuje svou délku. Jako další se začne rozvíjet příčná trhlina (v literatuře nazývaná sekundární trhlina) kolmo na podélný spoj (viz Obr. 397 červená barva) zhruba v jedné třetině až polovině od tažené oblasti. Vzniká v určité fázi výpočtu na konci tlačené oblasti. Poslední skupinou trhlín jsou klasické ohybové trhliny prvku po celé výšce segmentu až k roznášecí tuhé desce na straně tažených vláken (viz Obr. 397 zelená barva).



Obr. 397: Znáznornění trhlín ve VK21

Většina trhlín vzniká v krycí vrstvě nebo na rozmezí konce krycí vrstvy a výztuže. Pozitivní efekt na jejich vznik, šíření, a především šířku by měla rozptýlená výztuž například ve formě drátkobetonu.

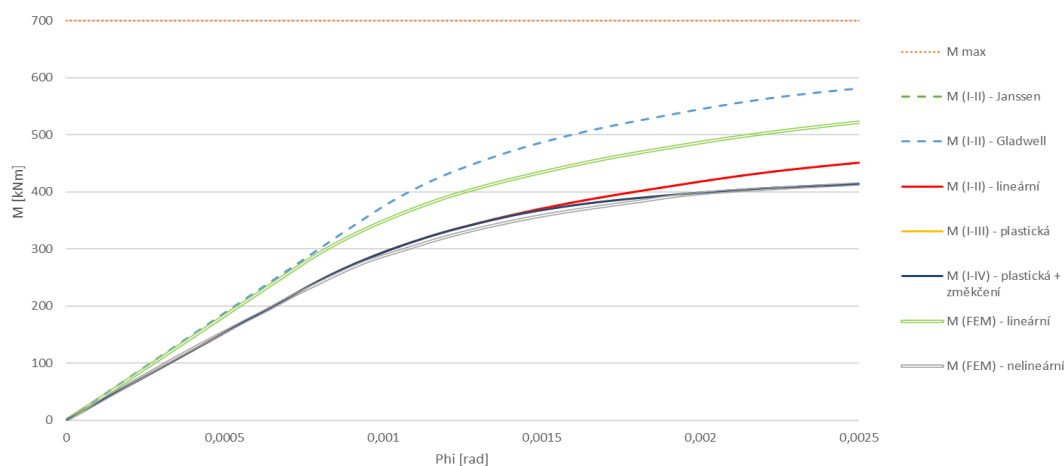
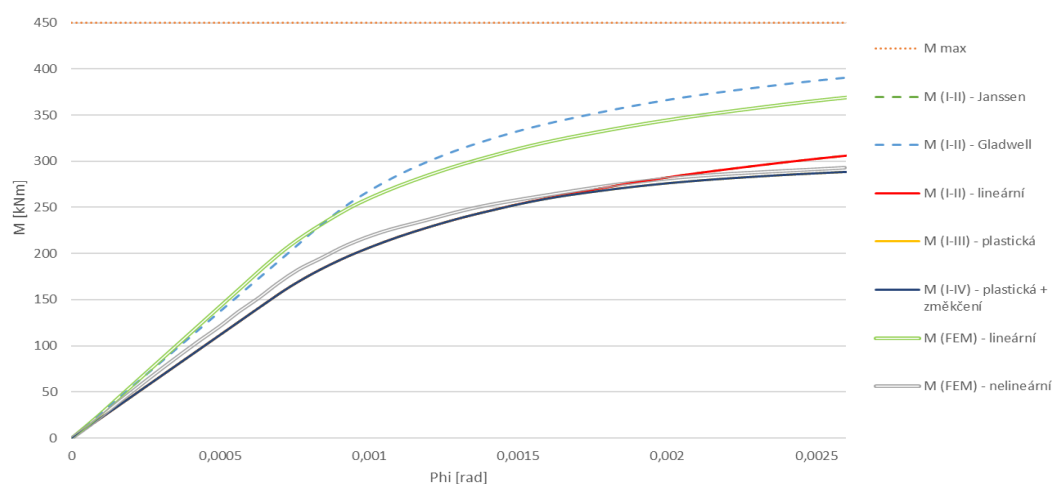
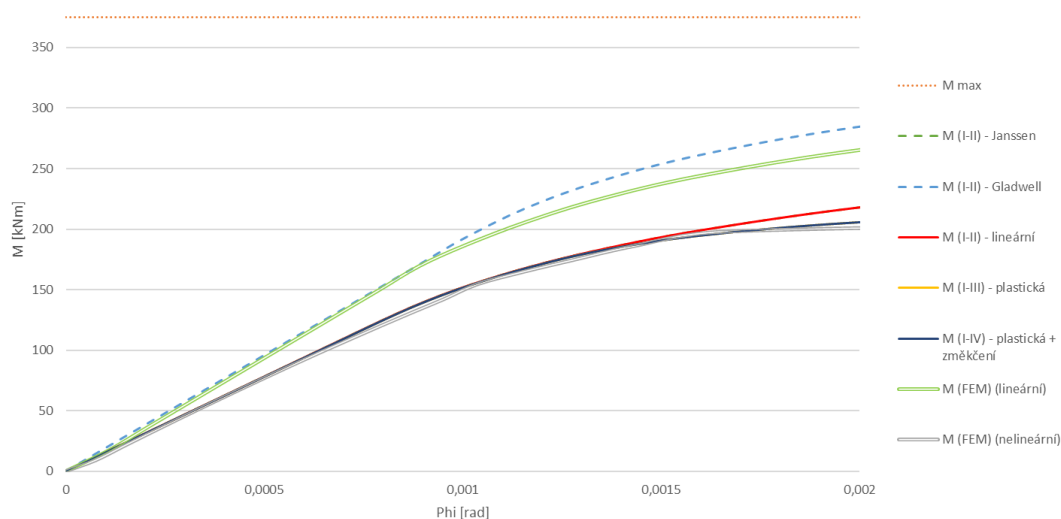
23.6.3.3 Porovnání zatěžovacích křivek

Nyní následuje závěrečné porovnání MxPhi křivek pro nelineární výpočet pro určité hodnoty zatížení normálovou silou a proměnné šířky kontaktní plochy. Výpočet vždy byl nastaven na 23 výpočtových kroků, přičemž zatížení v jednotlivých výpočetních krocích bylo rovnoměrně stanoveno na základě limitního ohybového momentu M_{lim} , který byl schopný podélný spoj přenést, resp. kdy byl software schopný nalézt rovnováhu. Poslední čtyři výpočetní kroky byly vypočteny s poloviční hodnotou zatížení, aby bylo co nejlépe zasaženo limitní plastické přetváření na tlačené straně průřezu.

Na obrázcích níže jsou zobrazeny následující průběhy a MxPhi křivky:

- M_{max} = maximální teoretický ohybový moment, který je podélný spoj schopný přenést (lineární materiálový model); výslednice (N) působí na okraji průřezu
- M (I-II) Janssen = průběh dle předpokladů Janssena
- M (I-II) Gladwell = průběh dle předpokladů Gladwella
- M (I-II) lineární = průběh odvozený pro modifikovanou výšku ovlivněné zóny
- M (I-III) plastická = průběh se zohledněním vlivu plasticity
- M (I-III) plastická + změkčení = průběh se zohledněním vlivu plasticity a změkčení
- M (FEM) lineární = průběh na základě MKP modelu s elastickým modelem
- M (FEM) nelineární = průběh stanovený na základě MKP modelu s nelineárním materiálovým modelem SBETA)

23 Ověření správnosti analytických metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje

Obr. 398: Porovnání lineárních a nelineárních $Mx\Phi$ křivek ($N = 4,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,35 \text{ m}$)Obr. 399: Porovnání lineárních a nelineárních $Mx\Phi$ křivek ($N = 3,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,30 \text{ m}$)Obr. 400: Porovnání lineárních a nelineárních $Mx\Phi$ křivek ($N = 3,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,25 \text{ m}$)

Nejdůležitějším poznatkem je, při porovnání křivek „M (I-III) plastická“ a „M (FEM) nelineární“, že limitní ohybový moment M_{lim} , který je schopný podélný spoj přenést, resp. kdy je software schopný nalézt rovnováhu se přibližně shoduje s limitním ohybovým momentem stanoveným dle zjednodušených analytických vztahů. Tento fakt byl ověřen i u jiných kombinací vstupních parametrů (viz například Obr. 398). Tím byla, mimo jiné, prokázána dostatečná vypovídající schopnost analytického řešení.

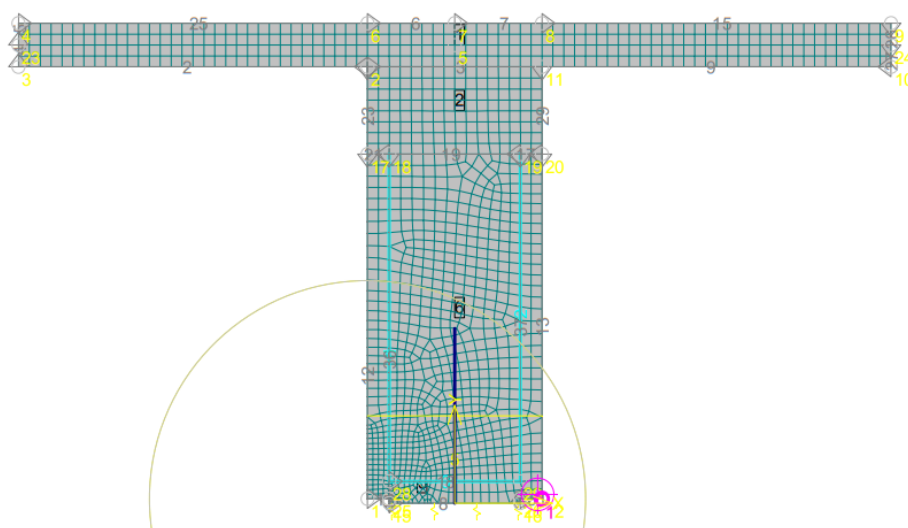
Určitě nepřesnosti v průběhu během zatěžování jsou dány především tím, že analytické vztahy jsou odvozeny na základě bilineárního pracovního diagramu. Na lineární zatěžovací větvi je tuhost konstantní, kdežto přetváření prvku s materiálovým modelem SBETA se řídí parabolickým pracovním diagramem a tuhost není lineární ale závislá na konkrétní hodnotě napjatosti. Výsledky ovlivňuje také určitá tahová pevnost (resp. hodnota lomové energie) betonu a další vstupní parametry tohoto nelineárního materiálového modelu.

Na základě řady výpočtů bylo prokázáno, že jejich vliv na přetváření podélného spoje segmentového ostění není tak významný. O jeho únosnosti rozhoduje především tlaková pevnost betonu a stav, kdy se začíná postupně vyčerpávat. Dalším rozdílem je dosažení limitního přetvoření v krajních vláknech tlačného průřezu. Dle analytických metod probíhá přetváření ještě dále po plastické větvi, zatímco program ATENA přestane konvergovat dříve. To je dané nutnou diskretizací kontinua na konečné prvky, numerickou metodou výpočtu apod.

Stanovení hodnoty limitního momentu je zásadní a velice důležité pro praktický návrh rotační tuhosti podélného spoje, kdy je nelineární průběh obvykle nahrazen bilineárním (viz kapitola 22.4.1.8 *Náhrada nelineárního průběhu bilineárním*).

23.7 Vliv betonářské výztuže

V této kapitole bude posouzen možný přírůstek betonářské výztuže na limitní ohybový moment podélného spoje. Do nelineární části pokusného segmentu byly vloženy tři diskrétní výztužné pruty simulující v reálné poloze skutečnou výztuž (na Obr. 401 tyrkysově).

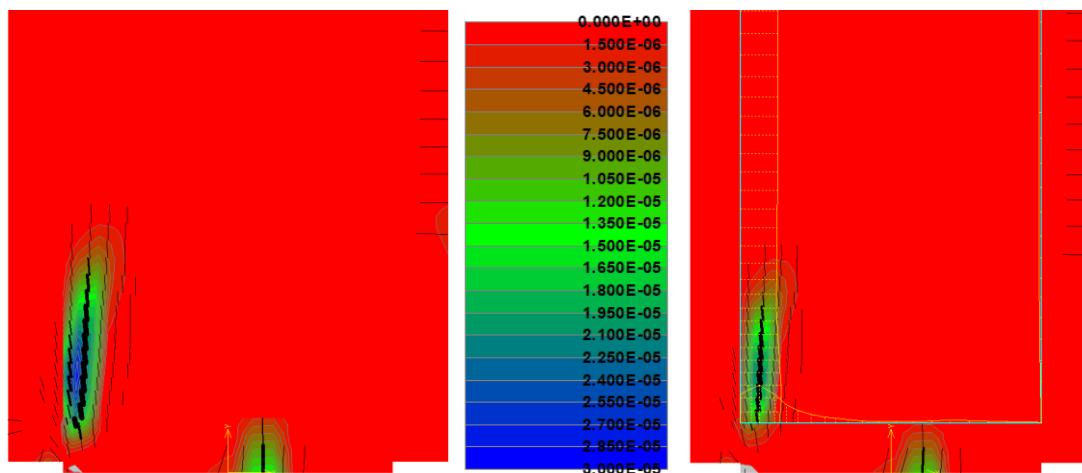


Obr. 401: Numerický model se zavedením betonářské výztuže

Počet a profil prutů byl stanoven na základě klasicky vyztužených segmentů (vzor tunel Ejovice). Krytí bylo uvažováno běžnou hodnotou. Základní charakteristiky prutové výztuže jsou následující:

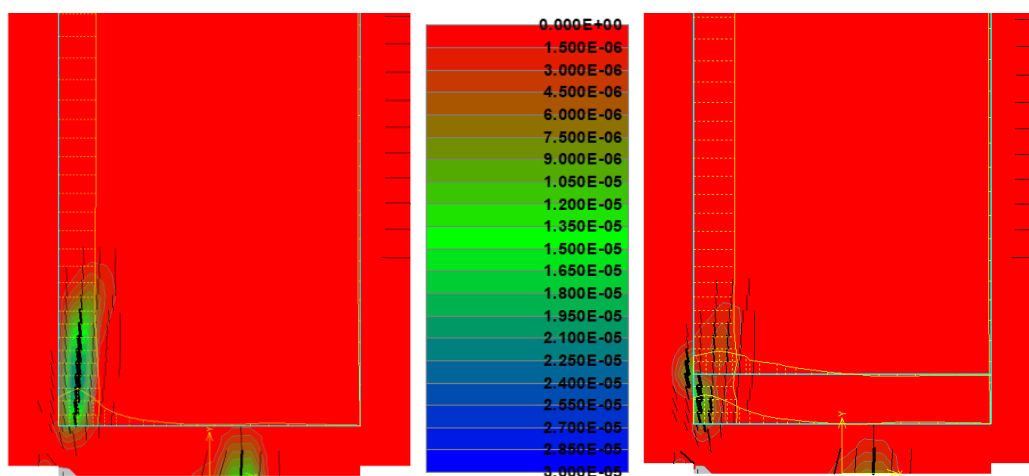
- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| - krytí | 50,0 mm |
| - průměr prutů | $\varnothing = 10,0 \text{ mm}$ |
| - počet prutů / metr běžný | 5 |
| - pracovní diagram | bilineární |
| - modul pružnosti výztuže | $E_s = 200,0 \text{ GPa}$ |
| - pevnost výztuže | $f_s = 500,0 \text{ MPa}$ |

Zajímavé je porovnání rozložení trhlin u vyztuženého a nevyztuženého prvku. Z výsledků na Obr. 402 je patrné, že lokace trhlin je v obou případech shodná. Rozdíl je v šířce trhlin, kdy vyztužený prvek vykazuje menší šířku.



Obr. 402: Rozložení a šířka trhlin – vlevo bez výztuže; vpravo s výztuží (navíc vykreslen průběh napětí na výztužných prutech) (VK22)

Při porovnání rozložení a šířky trhlin je patrné, že vliv takového uspořádání výztuže je na velikost limitního momentu únosnosti podélného spoje téměř zanedbatelný. Při přemostění hlavní vertikální trhliny dalším výztužným prutem je viditelné jiné rozložení trhlin a menší šířka.



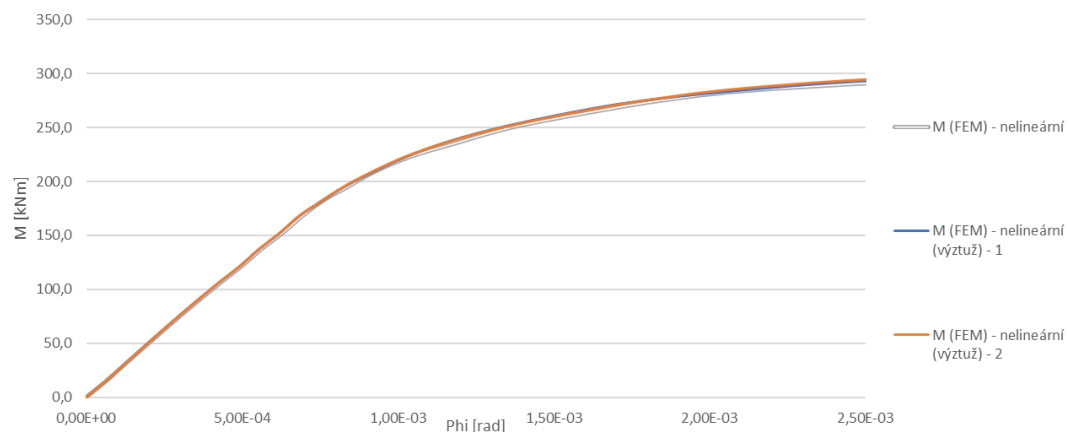
Obr. 403: Rozložení a šířka trhlin – vlevo jeden příčný výztužný prut; vpravo dva příčné pruty (navíc vykreslen průběh napětí na výztužných prutech) (VK22)

Sekundární příčné trhliny vznikající přímo na kontaktní ploše spoje klasickou betonářskou výztuží kvůli požadavku na určitou tloušťku krycí vrstvy redukovat nelze. V některých případech lze v těchto místech snížit krytí. Více viz kapitola 39 *Trvanlivost segmentového ostění*.

Na Obr. 404 jsou vykresleny $M_x\Phi$ křivky pro prvek nevyztužený, vyztužený svislými a jedním nebo dvěma příčnými pruty. Z výsledků je patrné, že limitní hodnota ohybového momentu, který je podélný spoj schopen přenést se téměř nezměnila. Potvrdilo se, že při limitním namáhání je rozhodující především tlaková pevnost betonu a přetvoření betonu na okrajích průřezu.

Vliv rozptýlené výztuže na limitní ohybový moment je obdobně jako u prutové betonářské výztuže téměř zanedbatelný. Příznivý je pouze na rozložení a šířku trhlin v betonu.

23 Ověření správnosti analytických metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje



Obr. 404: Porovnání $Mx\Phi$ křivek pro různé typy výztužení

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Faltýnek, 2016, s. 80-81); (Červenka, a kol., 2018); (De Waal, 1999, s. 129-131).

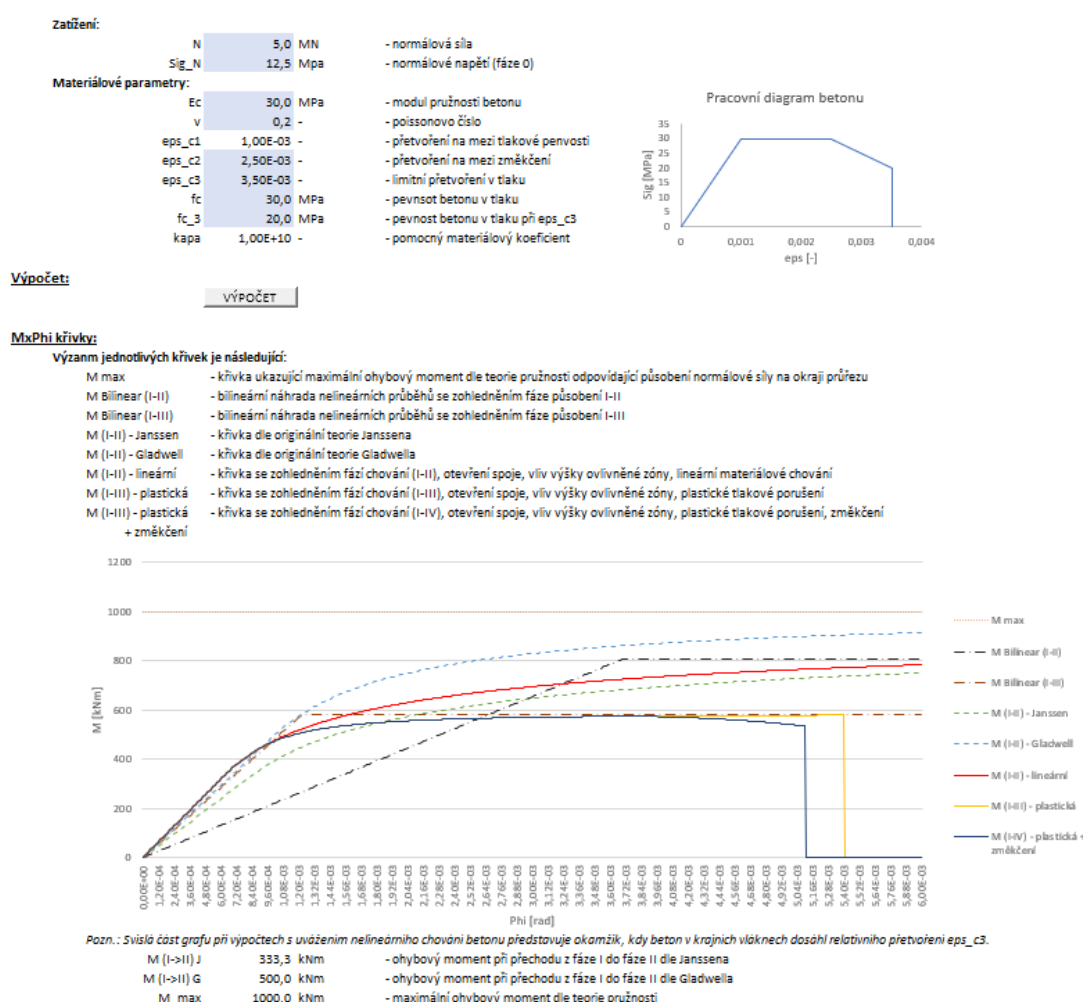
24 Aplikace MxPhi

V předchozí kapitole 23 *Ověření správnosti analytických metod stanovení rotační tuhosti podélného spoje* bylo prokázáno, že je možné pro stanovení rotační tuhosti podélného spoje použít odvozené analytické vztahy. Na základě těchto výsledků bylo přistoupeno k sestavení aplikace „MxPhi“, která je schopná uživateli po zadání základních vstupních údajů vykreslit závislosti ohybového momentu na velikosti relativního úhlu natočení podélného spoje.

Zahrnuty jsou zde všechny běžně používané teorie (dle Janssena a Gladwella) i nelineární chování betonu. Manuálně lze měnit výšku ovlivněné zóny. Zároveň aplikace umí sestavit zjednodušenou bilineární závislost rotační tuhosti podélného spoje a stanovit směrnici lineární větve spolu s limitním ohybovým momentem.

Především pro svou dostupnost bylo přistoupeno k sestavení aplikace v programu Microsoft Excel. Jednotlivá makra byla doprogramována v jazyku VBA (Visual Basic for Applications), tak aby mohly být pohodlně sestavovány jednotlivé rovnice a podmínky rovnováhy.

Ukázka aplikace MxPhi:



Obr. 405: Ukázka výstupů z aplikace „MxPhi“ (ilustrativní obrázek)

Výsledkem je tak tabulka programu Excel (součástí příloh této disertační práce), která může být spuštěna na jakémkoli počítači nebo mobilním zařízení.

25 Ovlivnění průběhu vnitřních sil na prstenci ostění polotuhými podélnými spoji

V této kapitole bude ukázáno, jaký má vliv na průběh namáhání segmentového ostění vložení polotuhého styčnicku do místa podélného spoje. Všechny výpočty byly provedeny v programu PLAXIS 2D (PLAXIS BV).



Obr. 406: Logo společnosti PLAXIS (<https://en.wikipedia.org/wiki/PLAXIS>)

Tento výpočetní software pracuje na základě metody konečných prvků. Základní principy této metody jsou popsány v předchozí kapitole 23.1 *Stručný popis základních principů metody konečných prvků*.

25.1 Základní popis výpočetního programu PLAXIS

PLAXIS (ve variantách 2D a 3D) je vyvíjen stejnojmennou společností, jejíž sídlo je v Holandských Delfách, již od roku 1982. Tento program je velice oblíben a v současné době rozšířen téměř celosvětově. PLAXIS 2D pracuje na základě řešení úlohy kontinua metodou konečných prvků v podmínkách rovinné deformace (na metr běžný) nebo osové symetrie. Své využití nachází především v modelování komplexních geotechnických úloh, například:

- modelování stability svahu (metodou Phi-c redukce)
- modelování pažicích konstrukcí stavebních jam
- modelování prvků zajištění konstrukcí (rozpěra, lanová kotva, řada pilot)
- modelování plošného a hlubinného založení nadzemních objektů
- modelování rážeb podzemních staveb s možností relaxace masivu
- modelování hloubených podzemních konstrukcí
- modelování účinků dynamického zatížení na stavby a okolní prostředí
- modelování úlohy proudění podzemní vody a přestupu tepla

Program PLAXIS je neustále vyvíjen a doplňován tak, aby byl uživatelsky co nejpřívětivější. Implementovány jsou kupříkladu generátory geometrie tunelového ostění (včetně radiálních svorníků a dělené čelby), generátory opakujících se fází výstavby (při modelování postupu rážeb v 3D) apod. Definováno je velké množství speciálních prvků (především prutových) se specifickým chováním, které umožňují modelovat například táhlo a kořen lanové kotvy, rozpěru, řadu pilot, svorník, georohož, drenážní vrt nebo rýhu atd.

Rozsah řešené oblasti a jednotlivá geologická rozhraní spolu s hladinou podzemní vody mohou být do programu zadána na základě importu jednotlivých inženýrskogeologických vrtů. PLAXIS nabízí nepřeberné množství materiálových modelů užívaných pro modelování horninového prostředí (Elastic, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Jointed rock, Cam-Clay, Hoek-Brown, nebo individuálně uživatelsky definovaný a další). Nadstavbou je možnost simulování reálných laboratorních zkoušek (triaxiální, oedometrická, krabicová zkouška atd.) na základě zadaných parametrů uvažovaných zemin nebo hornin.

Na styku mezi sousedními prvky je možné definovat kontaktní prvky (interface), jejichž tuhost se odvozuje na základě materiálových parametrů přilehlých hornin nebo uživatelem definovaného fiktivního materiálu. Výhodou je nutnost zadání pouze jednoho čísla – relativní tuhosti kontaktního prvku v rozmezí 0 – 1,0. Značnou nevýhodou je pak nemožnost definovat odděleně normálové a smykové působení.

Je možné modelovat prutové prvky s elastickým nebo pružno-plastickým chováním (na základě předepsání závislosti ohybového momentu na křivosti prutu). Prutové prvky lze propojit vloženými styčnými s možností definovat pružno-plastický průběh rotační tuhosti. Veškeré vytvořené prutové prvky či 2D oblasti lze libovolně podepřít, zatížit vlastní tíhou, silovým zatížením (statickým či dynamickým), předepsaným posunem či kontrakcí linie.

Program PLAXIS je schopný vygenerovat pouze trojúhelníkovou síť konečných prvků s libovolným zahuštěním na definované oblasti, kolem bodu či linie. Primární napjatost horninového masivu (horizontální složku) je možno stanovit na základě dvou metod (K0 Procedure – manuálně nebo přepočtem z úhlu vnitřního tření horniny, Gravity Loading – výpočtem dle poissonova čísla). V dalších fázích výpočtu může být proveden buď běžný výpočetní krok (například přitížení určitého prvku), analýza stupně stability, dynamický výpočet, úloha časově závislé konsolidace, nebo úloha proudění a přestupu tepla. Základní výpočetní metodou je Arc-Length. Lze měnit počet iterací i konvergenční kritéria, případně použít urychlovač konvergence Line Search.

Všechny základní skalární kartézské veličiny (deformace, přetvoření, napětí) je možné zobrazovat ve formě izoploch, či izolinií. Deformace lze navíc znázornit vektorově. Stejně tak je možné vykreslit tenzory hlavních napětí a body dosažení únosnosti materiálu (tzv. plastic points). Dále lze sledovat vnitřní síly v prutových a speciálních prvcích, aktuální stav na kontaktním prvku apod. Konstrukci a prostředí je možné vykreslovat deformovanou, případně znázornit veličiny na libovolném řezu. Program též umí najít střednici a na této střednici vyhodnotit vnitřní síly.

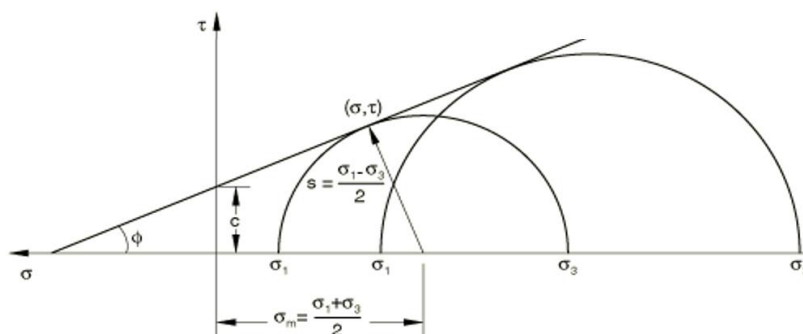
25.2 Mohr-Coulombův materiálový model (MC)

Horninové prostředí v následujících vzorových výpočtech je modelováno pomocí nelineárního (lineárně elastického, ideálně plastického) materiálového modelu s Mohr-Coulombovou podmínkou plasticity (MC). MC model je v dnešní době stále nejrozšířenější pro modelování horninového prostředí v případě geotechnických úloh. Tradiční mechanika zemin a z části i mechanika hornin je založena na tomto konstitučním modelu. Mimo jiné se také používá pro popis křehkých materiálů, kde tlaková pevnost výrazně převyšuje pevnost tahovou.

Vstupní parametry tohoto materiálového modelu jsou modul pružnosti zeminy (E), Poissonovo číslo (ν) (tyto parametry slouží k definování pružného chování), soudržnost (c) a úhel vnitřního tření (ϕ) (definující tvar plochy plasticity). Téměř každá laboratoř geotechniky je v současné době vybavena edometrem a krabicovým smykovým přístrojem nebo triaxiálem, není proto tak obtížné získat všechny tyto základní vstupní parametry, které model charakterizují. MC podmínka plasticity zjednodušeně říká, že kritická hodnota smykového napětí (τ) není konstanta, ale závisí také na normálovém (σ) napětí působícím kolmo na příslušnou rovinu, což lze matematicky zapsat následovně (viz Rov. 48):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Rov. 48



Obr. 407: Průmět MC plochy plasticity do meridiální roviny (<https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEThERefMap/simathe-c-mohrcoulomb.htm>)

Z Mohrových kružnic (viz Obr. 413) lze odvodit základní rovnice (mezní funkce) pro definici obálky porušení. Vztahy pro střední napětí a poloměr Mohrovy kružnice jsou:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Rov. 49}$$

Poloměr Mohrovy kružnice lze také vyjádřit následovně:

$$s = \sigma_m \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi \quad \text{Rov. 50}$$

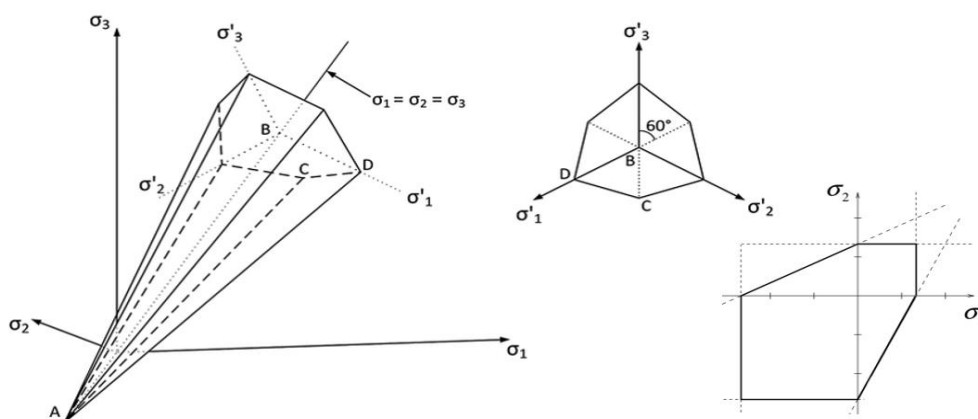
Dosazením lze získat výslednou podobu mezní funkce:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi \quad \text{Rov. 51}$$

kde:

- σ_m je střední napětí (souřadnice středu Mohrovy kružnice)
- s je poloměr Mohrovy kružnice
- σ_1 je 1. hlavní napětí a σ_2 je 2. hlavní napětí
- c je soudržnost (koheze)
- φ je úhel vnitřního tření

V prostoru hlavních napětí jsou definovány tři mezní funkce. MC podmínka plasticity pak představuje nepravidelný šestiboký jehlan (viz Obr. 408). Vyznačuje se ostrými hranami, což může někdy vést k problémům při výpočtech pomocí numerických metod.



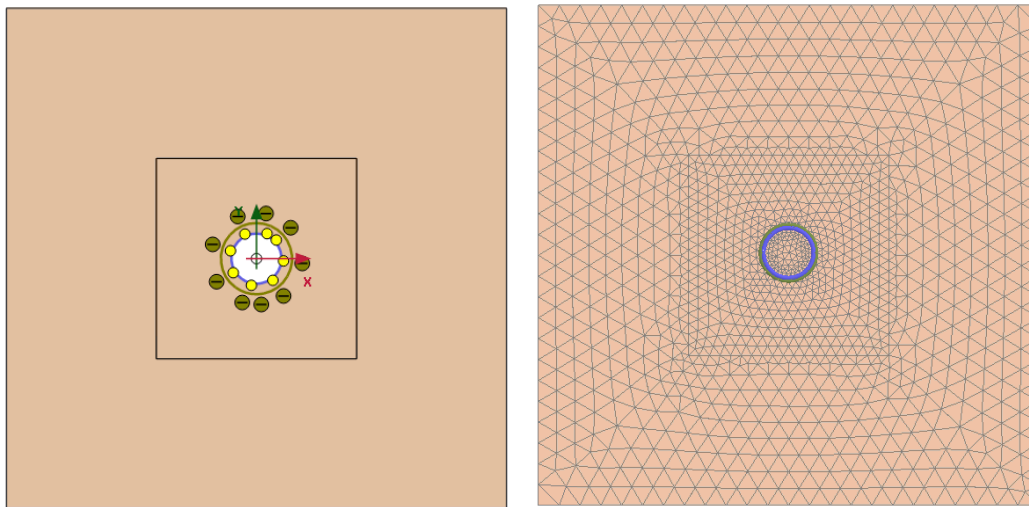
Obr. 408: Vlevo pohled na MC podmínku plasticity v prostoru hlavních napětí; vpravo nahoře průmět do deviatorické roviny; vpravo dole řez v hladině nulového třetího hlavního napětí (<https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-012-0281-7>)

25.3 Základní parametry 2D výpočetního modelu

Ostění je modelováno prutovými a později plošnými konečnými prvky, horninový masiv plošnými prvky. Mezi ostění a horninový masiv vložen kontaktní prvek. Okrajové podmínky jsou uvažovány standardním způsobem. Úloha modelována bez vlivu podzemní vody. Základní výpočetní schéma je znázorněno na Obr. 409. Síť konečných prvků byla zhuštěna v zájmové oblasti v blízkosti tunelu.

Definovány jsou pouze dvě fáze výpočtu. V první jsou stanoveny podmínky primární napjatosti. Druhý výpočetní krok simuluje současné provedení výrubu a instalaci ostění. Tato kapitola má ukázat jaký je vliv podélných spojů na vnitřní síly. Cílem není zabývat se relaxací masivu před čelbou a vlivem redistribuce napjatosti v důsledku ražeb před kompletním sestavením ostění. Stejně tak není úmyslem sledovat chování vlastních segmentů ostění mezi podélnými spoji z hlediska jejich možného porušení.

Z hlediska průběhu ohybových momentů na spojitém ostění bylo zvoleno nejnepříznivější natočení prstence ostění tak, aby podélný spoj závěrného klenáku ležel co nejbližší vrcholu klenby a zároveň jeden podélný spoj co nejbližší horizontální ose tunelu. V tomto uspořádání je pak nejvíce patrné ovlivnění vnitřních sil zavedením podélných spojů.



Obr. 409: Vlevo základní výpočetní schéma úlohy; vpravo vygenerovaná síť konečných prvků

Řešená oblast

- velikost řešené oblasti $100,0 \times 100,0 \times 1,0 \text{ m}$
- výška nadloží $45,0 \text{ m}$
- umístění středu tunelu $[0,0; 0,0]$

Horninové prostředí

- homogenní, izotropní
- součinitel bočního tlaku $K_0 = 0,5$
- materiálový model Mohr – Coulomb
- objemová hmotnost $\gamma_h = 20,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti $E_h = 50,0 \text{ MPa}$
- poissonovo číslo $\nu_h = 0,3$
- úhel vnitřního tření $\varphi_h = 30,0^\circ$
- soudržnost $c_h = 10,0 \text{ kPa}$

Ostění

- průměr střednice $D = 10,0 \text{ m}$
- konfigurace $7 + 1 (7 \times 48^\circ + 1 \times 24^\circ)$
- tloušťka ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,30 \text{ m}$
- objemová hmotnost $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu_c = 0,2$
- pevnost v tlaku $f_c = 30,0 \text{ MPa}$
- limitní tlakové přetvoření $\varepsilon_c = 3,5 \cdot 10^{-3}$

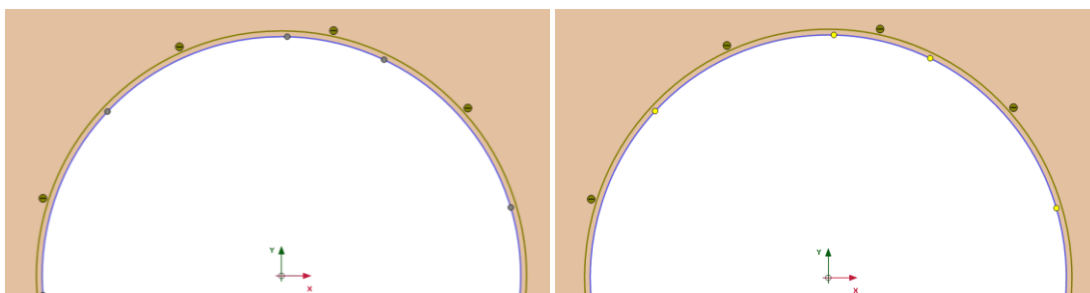
Kontaktní prvky (ostění – hornina)

- materiálové parametry odvozené ze sousedního materiálu
- redukční parametr $R_{inter} = 0,9$

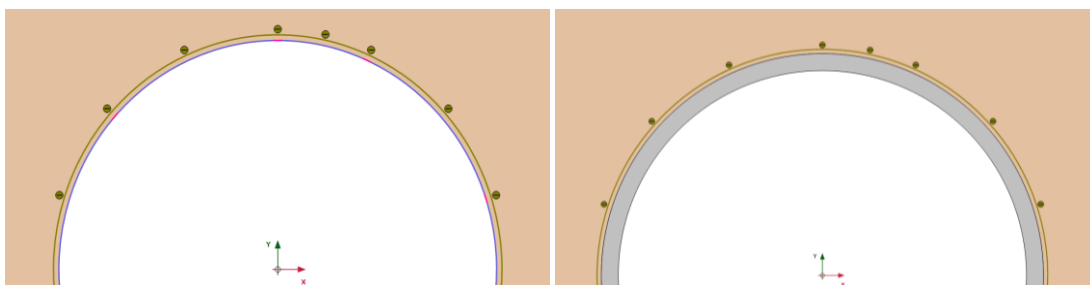
25.4 Porovnání chování jednotlivých typů ostění

V této kapitole budou postupně porovnávány průběhy vnitřních sil a dalších základních veličin pro následující případy tunelového ostění:

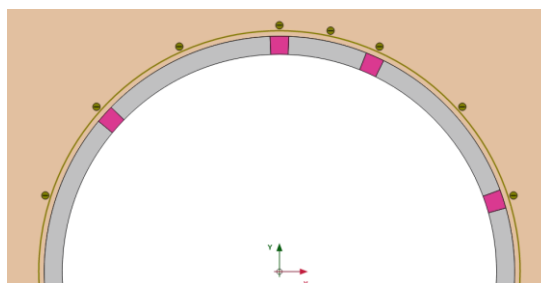
- Příklad 1: Tunelové ostění souvislé (ohybová tuhost odpovídající tloušťce ostění)
- Příklad 2: Tunelové ostění souvislé (ohybová tuhost celého prstence redukována dle Muir-Woodova přístupu)
- Příklad 3: Tunelové ostění s oddělenými segmenty (podélný spoj jako netuhý kloub)
- Příklad 4: Tunelové ostění s oddělenými segmenty (bilineární průběh tuhosti podélného spoje s uvažováním elastického chování betonu)
- Příklad 5: Tunelové ostění s oddělenými segmenty (bilineární průběh tuhosti podélného spoje s uvažováním pružno-plastického chování betonu)
- Příklad 6: Tunelové ostění s podélným spojem modelovaným vloženým fiktivním prutem o definovaném průběhu křivosti
- Příklad 7: Tunelové ostění modelované plošnými prvky bez vlivu podélných spojů
- Příklad 8: Tunelové ostění modelované plošnými prvky s podélným spojem zohledněným vložením náhradního materiálu s použitím Mohr-Coulombovy podmínky plasticity



Obr. 410: Výpočetní schéma – vlevo Příklad 1 a 2; vpravo Příklad 3, 4 a 5



Obr. 411: Výpočetní schéma – vlevo Příklad 6; vpravo Příklad 7



Obr. 412: Výpočetní schéma – Příklad 8

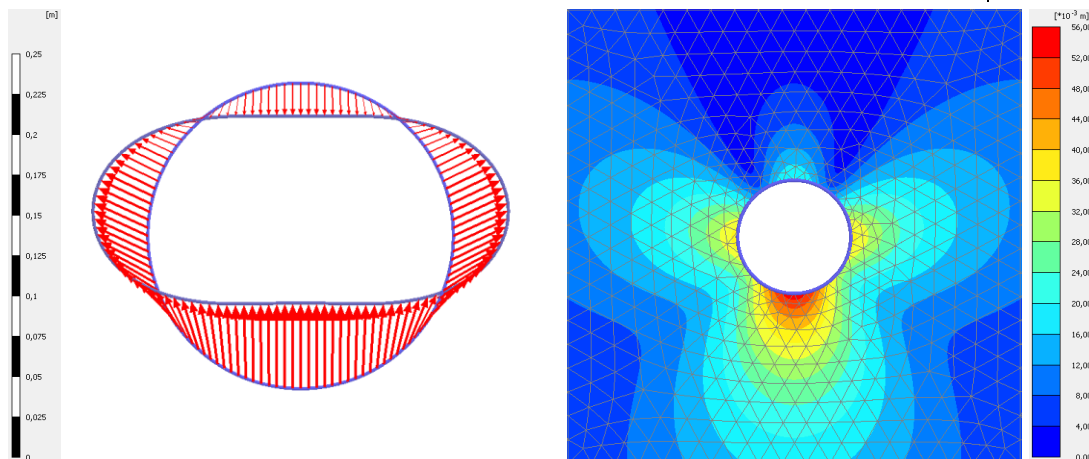
Na obrázcích níže bude postupně vždy vykreslen deformovaný tvar konstrukce, velikost celkové deformace, hlavní napětí, průběh normálového kontaktního napětí působícího na ostění a vnitřní síly (normálová síla, ohybový moment).

25.4.1 Příklad 1: Souvislé ostění (1D) – plná tuhost

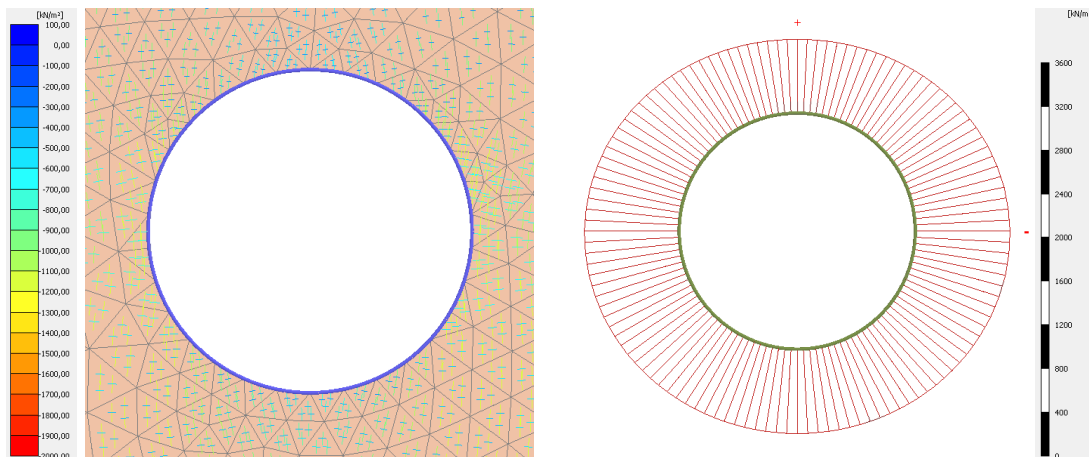
První numerický model ukazuje nejjednodušší případ, kdy je uvažováno souvislé tunelové ostění bez jakéhokoli zohlednění vlivu podélných spojů. Konce jednotlivých segmentů jsou spojeny dokonale tuze. Ohybová tuhost celého prstence ostění odpovídá tloušťce ostění. Moment setrvačnosti ostění se vypočte na základě následujícího vztahu (viz Rov. 52):

$$I_n = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,4^3 = 5,33 \cdot 10^{-3} m^4$$

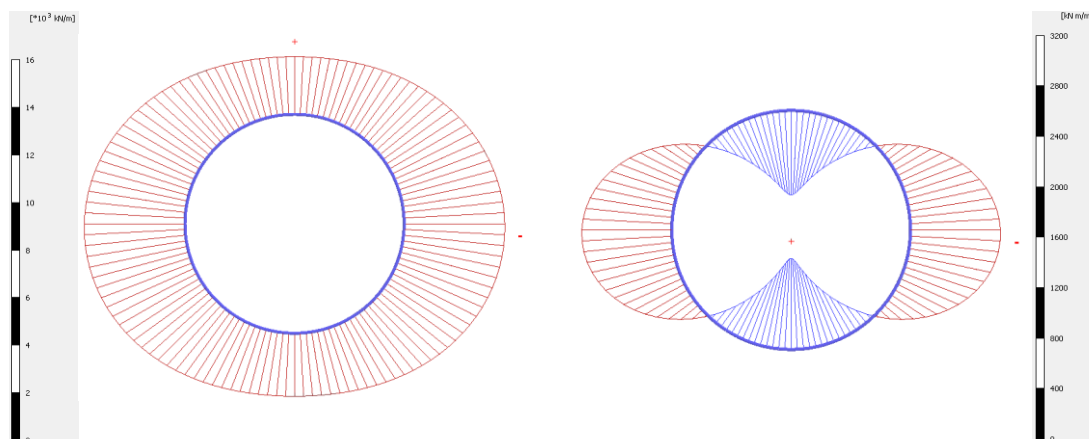
Rov. 52



Obr. 413: Příklad 1 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 25x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{max,1} = 0,056 \text{ m}$)



Obr. 414: Příklad 1 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{min,1} = -800 \text{ kPa}$)

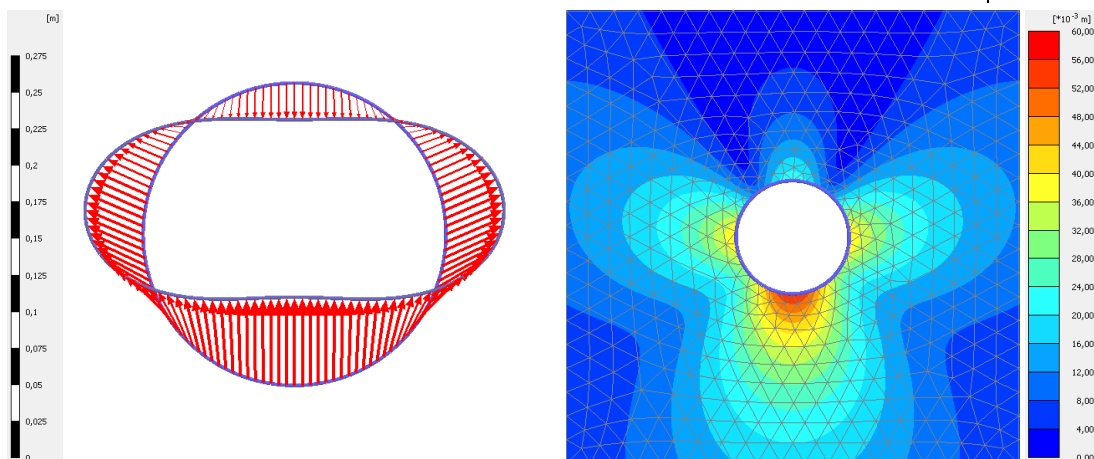


Obr. 415: Příklad 1 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,1} = -4,6 \text{ MN}$, $N_{max,1} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,1} = -754 \text{ kNm}$, $M_{max,1} = 762 \text{ kNm}$)

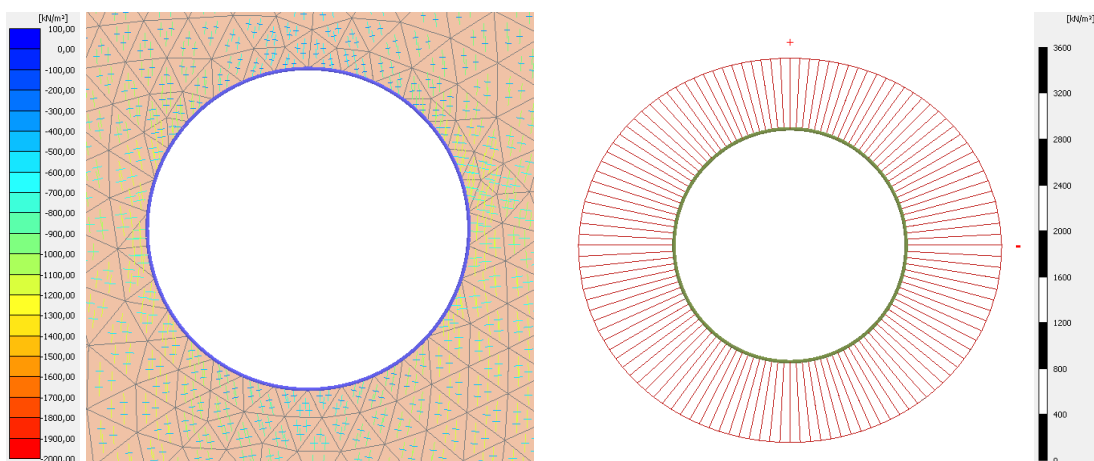
25.4.2 Příklad 2: Souvislé ostění (1D) – Muir-Wood

Následující případ uvažuje vliv podélných spojů nepřímo, změkčením celého prstence ostění podle počtu podélných spojů. Více o této metodě lze nalézt v kapitole 22.3.1 *EMI model*. Efektivní moment setrvačnosti se vypočte následovně (viz Rov. 53):

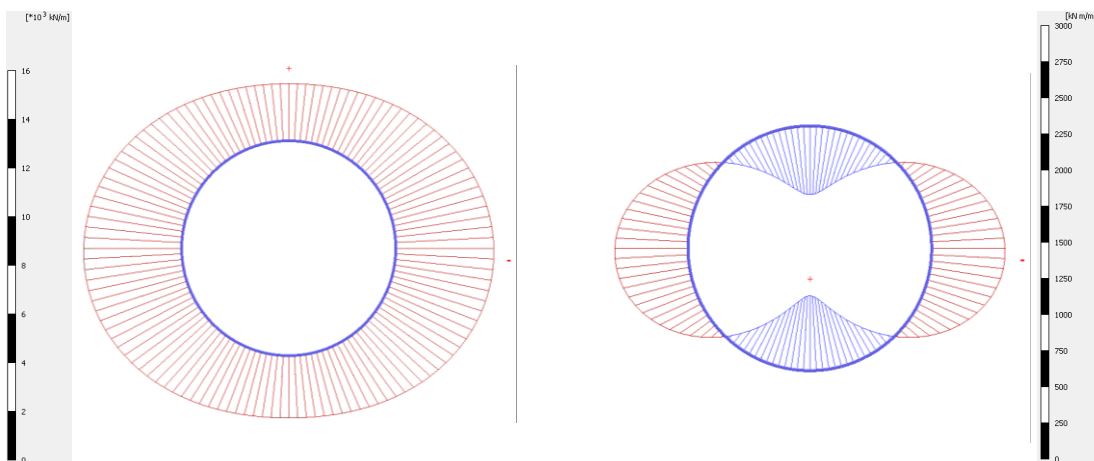
$$I_e = I_s + I_n \cdot \left(\frac{4}{m}\right)^2 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,3^3 + \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,4^3 \cdot \left(\frac{4}{7}\right)^2 = 4,0 \cdot 10^{-3} m^4 \quad \text{Rov. 53}$$



Obr. 416: Příklad 2 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,2} = 0,059 \text{ m}$)



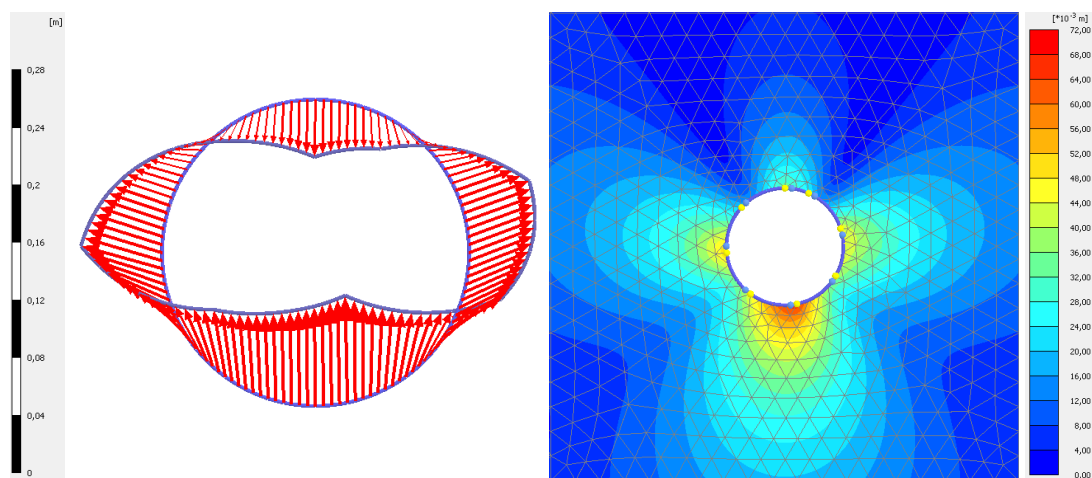
Obr. 417: Příklad 2 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,2} = -823 \text{ kPa}$)



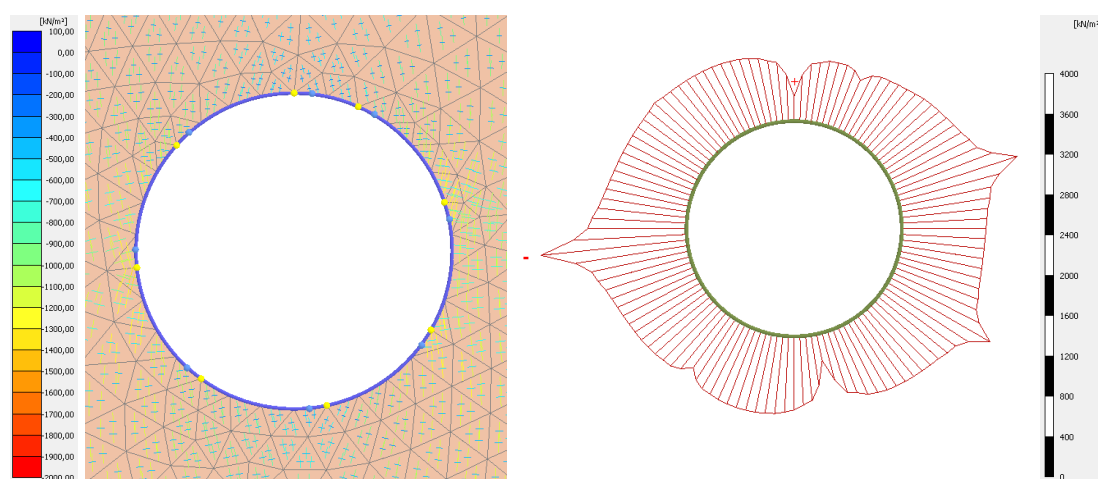
Obr. 418: Příklad 2 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,2} = -4,6 \text{ MN}$, $N_{\max,2} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,2} = -602 \text{ kNm}$, $M_{\max,2} = 612 \text{ kNm}$)

25.4.3 Příklad 3: Oddělené segmenty (1D) – netuhé klouby

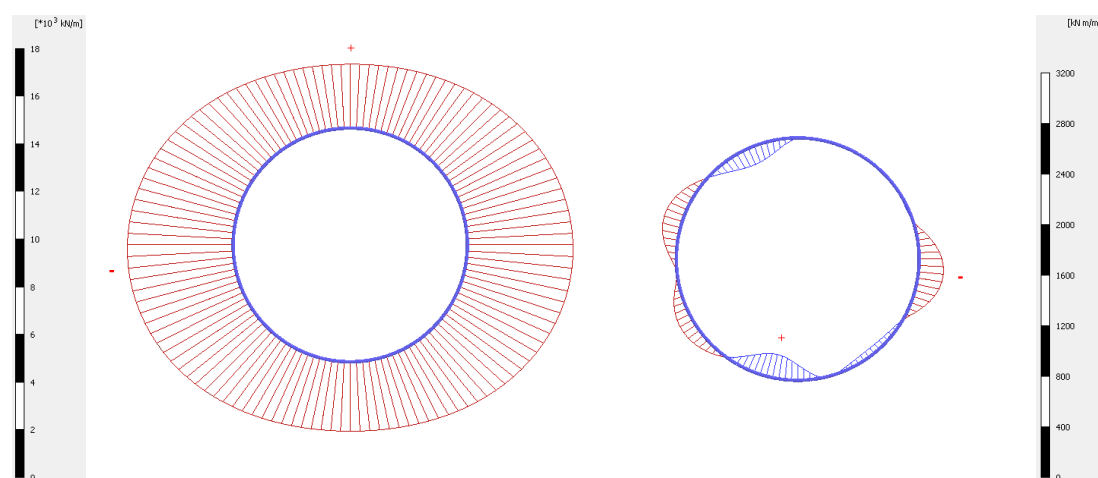
Následující výpočet ukazuje případ, kdy je prstenec ostění rozdělen na jednotlivé segmenty, mezi které jsou vloženy netuhé klouby. Jedná se o limitní případ styčníků s nulovou rotační tuhostí.



Obr. 419: Příklad 3 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{max,3} = 0,068$ m)



Obr. 420: Příklad 3 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{min,3} = -1365$ kPa)



Obr. 421: Příklad 3 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,3} = -4,5$ MN, $N_{max,3} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,3} = -206$ kNm, $M_{max,3} = 196$ kNm)

25.4.4 Příklad 4: Oddělené segmenty (1D) – bilineární tuhost (elastický beton)

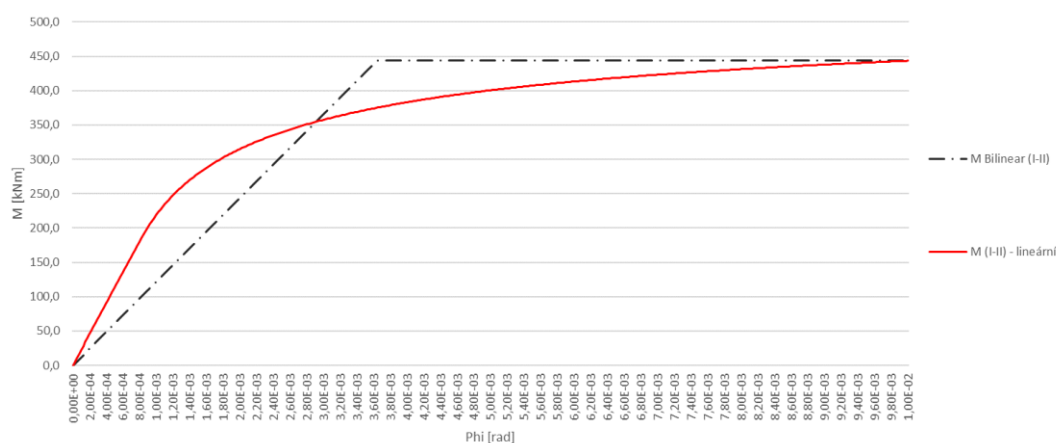
V tomto případě je prstenec ostění opět rozdělen na jednotlivé diskrétní prvky. Mezi segmenty do míst podélných spojů jsou vloženy styčníky. Rotační tuhost těchto polotuhých kloubů je pro každou polohu podélného spoje v rámci prstence ostění stanovena na základě konkrétní hodnoty působící normálové síly. To znamená, že každý polotuhý styčník má rozdílnou hodnotu rotační tuhosti a limitního ohybového momentu, který je spoj schopný přenést. Předpokladem je, že normálová síla se vlivem vložených polotuhých styčníků od případu souvislého ostění (příklad 1) výrazně neliší. Použit je zjednodušený bilineární průběh (více v kapitole 22.4.1.8 *Náhrada nelineárního průběhu bilineárním*).

Výchozí (analytické) vztahy pro stanovení rotační tuhosti jsou uvedeny v kapitole 22.5.1 *Modelování příčných spojů pomocí pružin*. Nejkomfortnější způsob řešení této úlohy je na základě sestavení nelineárního průběhu závislosti ohybového momentu na relativním natočení spoje (například v programu MATLAB, Wolfram Mathematica, Microsoft Excel apod.). Použita může být také aplikace „MxPhi“ (viz kapitola 24 *Aplikace MxPhi*).

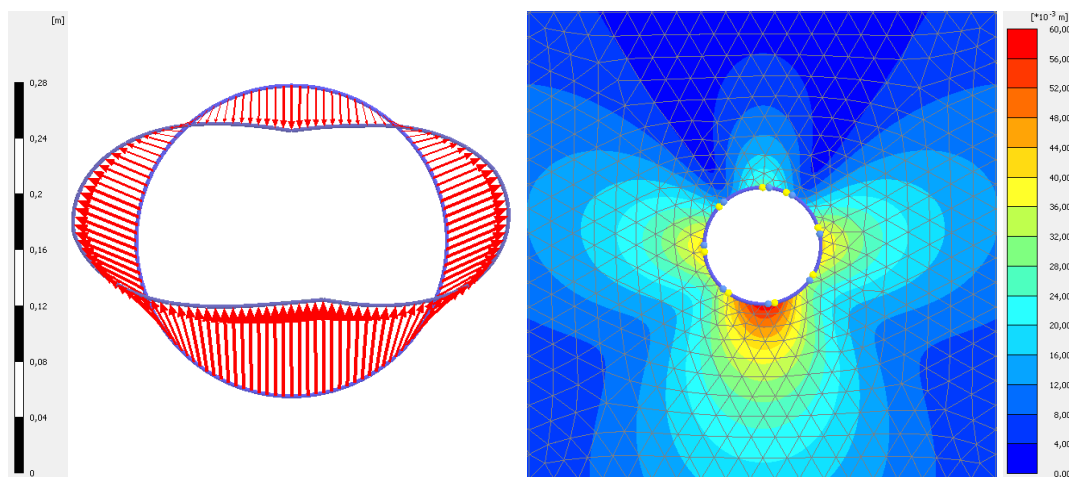
Při stanovení rotační tuhosti podélného spoje je v tomto případě uvažováno elastické chování betonu ostění. V Tab. 9 jsou stanoveny hodnoty působící normálové síly, směrnice lineární větve a limitního ohybového momentu pro každý podélný spoj (číslováno od vrcholu klenby po směru hodinových ručiček).

Tab. 9: Příklad 4: Tabulka rotační tuhosti jednotlivých podélných spojů (lineární chování betonu)

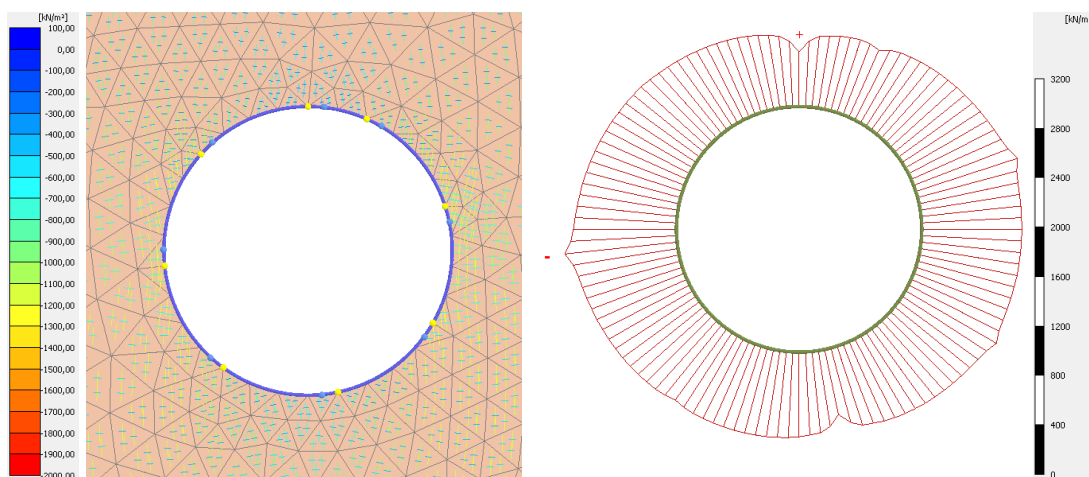
Označení styčníku	Normálová síla [MN/m]	Tuhost [MNm/rad/m]	Limitní ohybový moment [kNm/m]
1 $w = 0,0^\circ$	-2,63	110,3	330,9
2 $w = 24,0^\circ$	-2,93	113,9	364,7
3 $w = 72,0^\circ$	-4,35	128,9	517,3
4 $w = 120,0^\circ$	-4,24	127,8	505,9
5 $w = 168,0^\circ$	-2,96	114,2	368,1
6 $w = 216,0^\circ$	-3,53	120,6	430,6
7 $w = 264,0^\circ$	-4,60	131,2	542,9
8 $w = 312,0^\circ$	-3,65	121,9	443,5



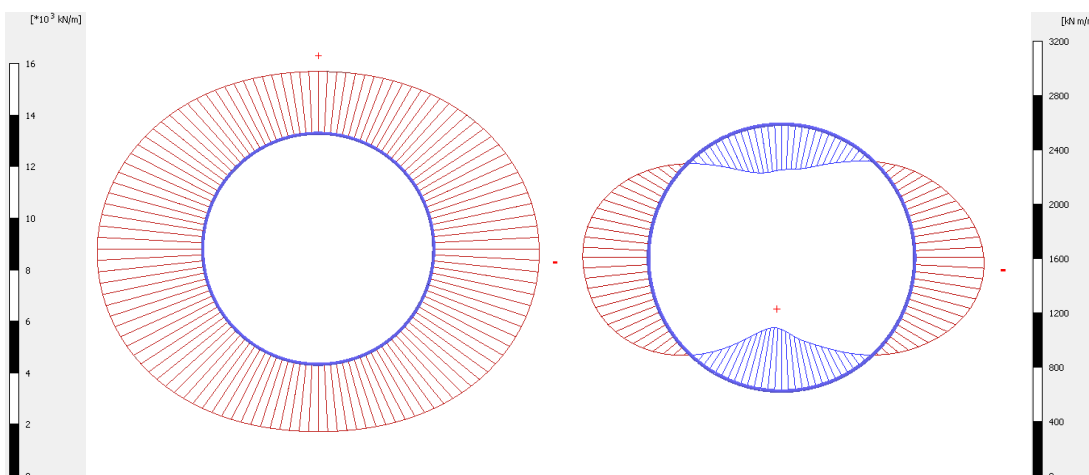
Obr. 422: Příklad MxPhi křivky pro podélný spoj číslo 8 ($w = 312,0^\circ$)



Obr. 423: Příklad 4 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{max,4} = 0,060$ m)



Obr. 424: Příklad 4 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{min,4} = -921$ kPa)



Obr. 425: Příklad 4 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,4} = -4,6$ MN, $N_{max,4} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,4} = -523$ kNm, $M_{max,4} = 472$ kNm)

25.4.5 Příklad 5: Oddělené segmenty (1D) – bilineární tuhost (nelineární beton)

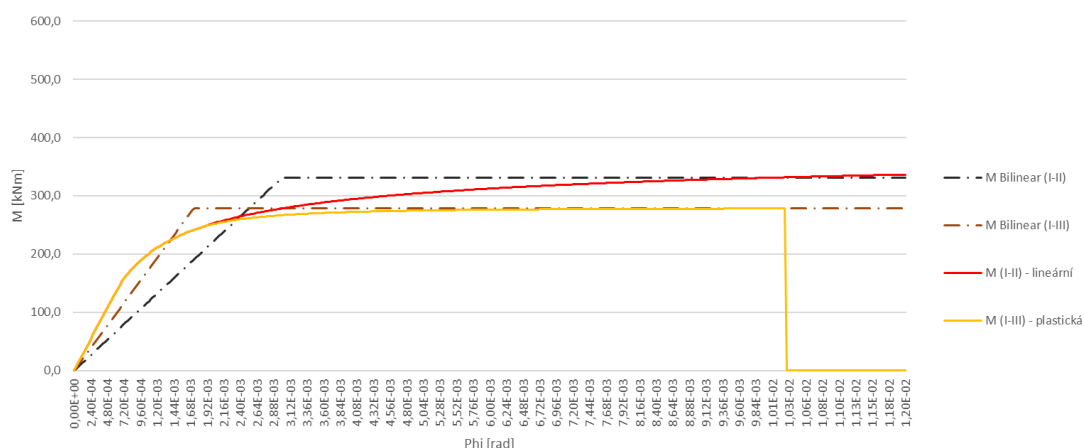
Tento výpočet je velice podobný Příkladu 4. Jediným rozdílem je uvažovaný materiálový model betonu podélného spoje. V předchozím výpočtu bylo použito elastické chování betonu, v tomto případě je užito bilineární pracovní diagram betonu s určitou tlakovou pevností. Při kombinaci vyšší normálové síly a ohybového momentu pak může být vyčerpána pevnost betonu v tlaku krajních vláken a dojde k plastickému přetváření průřezu podélného

spoje. Numerický model je totožný s Případem 4, jen jsou změněny tuhosti a limitní ohybové momenty ve všech podélných spojích (viz Tab. 10).

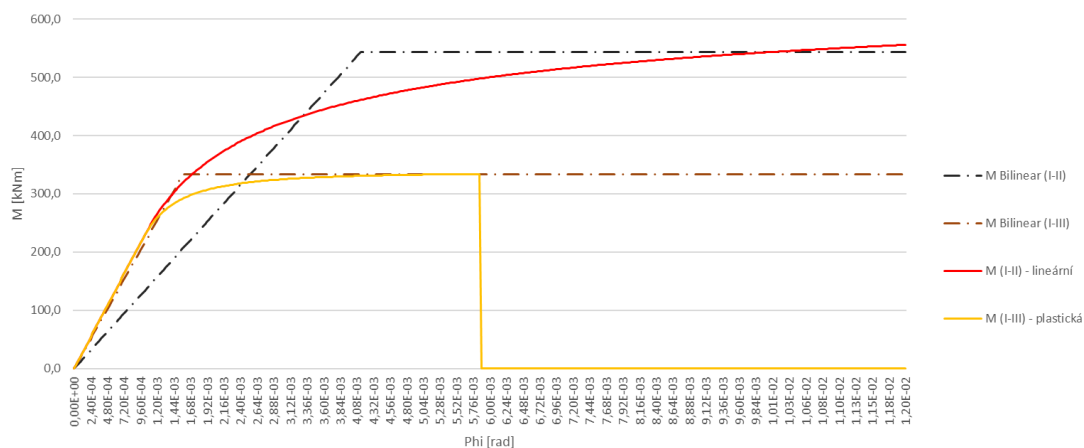
Tab. 10: Případ 5: Tabulka rotační tuhosti jednotlivých podélných spojů (nelineární chování betonu)

Označení styčnicku		Normálová síla [MN/m]	Tuhost [MNm/rad/m]	Limitní ohybový moment [kNm/m]
1	$w = 0,0^\circ$	-2,63	161,2	278,1
2	$w = 24,0^\circ$	-2,93	174,9	295,1
3	$w = 72,0^\circ$	-4,35	212,2	334,2
4	$w = 120,0^\circ$	-4,24	211,8	333,6
5	$w = 168,0^\circ$	-2,96	175,8	296,6
6	$w = 216,0^\circ$	-3,53	193,9	319,9
7	$w = 264,0^\circ$	-4,60	212,1	334,0
8	$w = 312,0^\circ$	-3,65	200,6	323,4

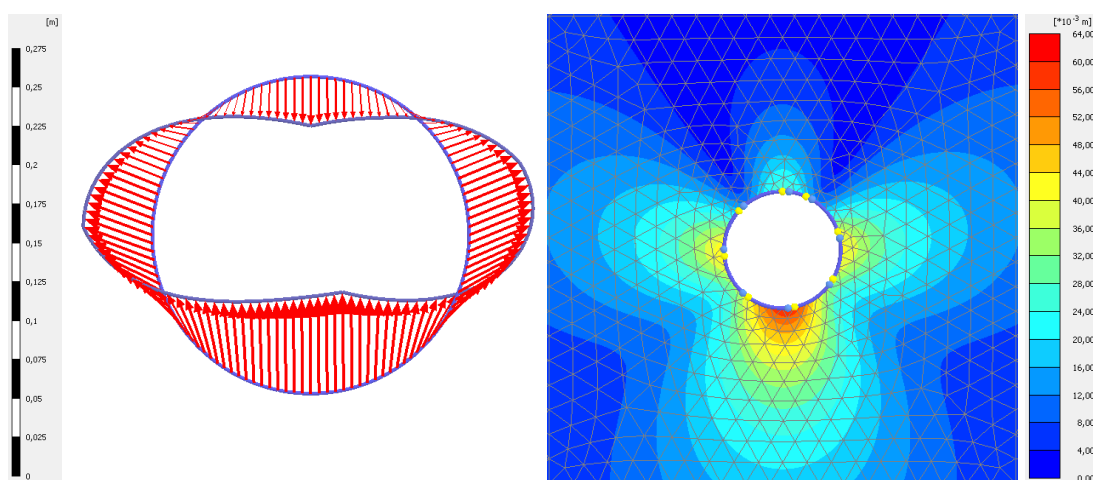
Vliv možné plasticity průřezu je tím větší, čím větší působí normálová síla. Na Obr. 426 a Obr. 427 jsou porovnány průběhy $M_x\Phi$ křivek stanovených na základě elastického a pružno-plastického chování betonu pro bod 1 (s nejnižší hodnotou normálové síly) a bod 7 (s nejvyšší hodnotou normálové síly). Důležitý je především rozdíl změny limitních momentů pro lineární a nelineární přístup.



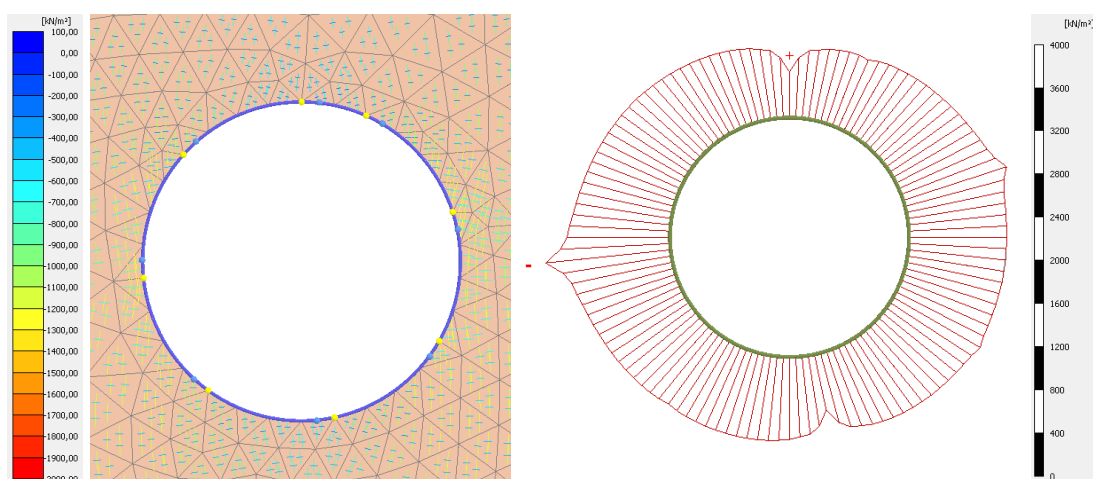
Obr. 426: Příklad $M_x\Phi$ křivky pro podélný spoj číslo 1 ($w = 0,0^\circ$)



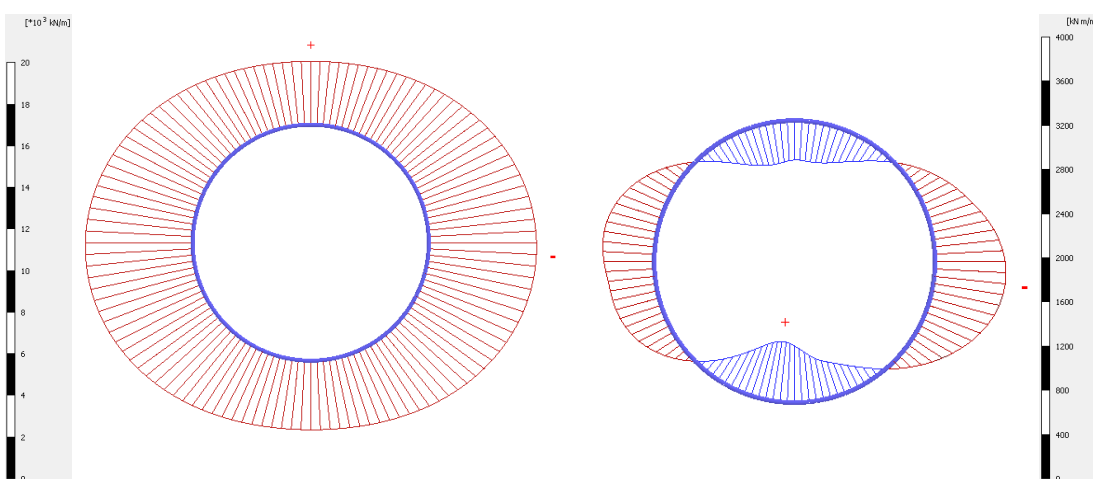
Obr. 427: Příklad $M_x\Phi$ křivky pro podélný spoj číslo 7 ($w = 264,0^\circ$)



Obr. 428: Příklad 5 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{max,5} = 0,061$ m)



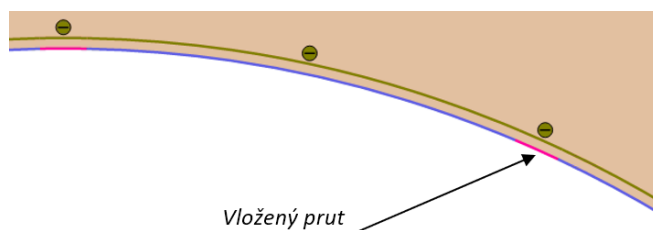
Obr. 429: Příklad 5 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{min,5} = -1050$ kPa)



Obr. 430: Příklad 5 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,5} = -4,6$ MN, $N_{max,5} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,5} = -509$ kNm, $M_{max,5} = 426$ kNm)

25.4.6 Příklad 6: Oddělené segmenty (1D) – vložené fiktivní pruty

Další možností, jak modelovat podélné spoje segmentového ostění v případě prutové konstrukce, je pomocí vložených fiktivních prutů (viz Obr. 431) o upravené ohybové tuhosti. Stanovení základních geometrických a materiálových parametrů je popsáno v kapitole 22.4.2 Modelování podélného spoje vloženým prutem a odvození provedeno v Příloha č. 7: Odvození parametrů vloženého prutu.



Obr. 431: Krátké vložené pruty do místa podélných spojů segmentového ostění (znázorněno růžově)

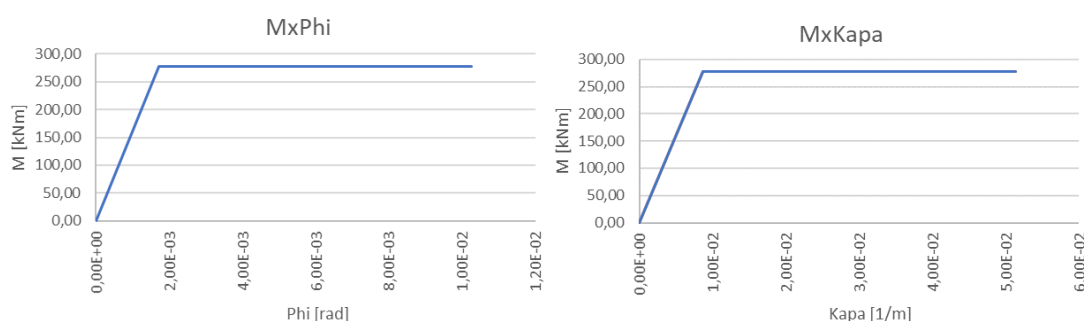
Vložený prut je možné modelovat pružně. Pak je potřeba stanovit na základě volené délky vloženého prutu jeho fiktivní tloušťku a náhradní modul pružnosti. Program PLAXIS ale umožňuje popsat chování prutového prvku také elasto-plasticky pomocí předem definovaného průběhu závislosti ohybového momentu na křivosti prutu. Pootočení v místě podélného spoje je tak nahrazeno natočením krajních styčníků krátkého vloženého prutu.

Pro všechny podélné spoje byla zvolena jednotná délka vloženého prutu ($l = 0,2 \text{ m}$). Odvození závislosti ohybového momentu na křivosti prutu (κ_p) (tzv. MxKapa křivka) vychází ze základní závislosti ohybového momentu na úhlu natočení v podélném spoji (φ) (tzv. MxPhi křivka). Nezávisle proměnná je modifikována dle následujícího vzorce (viz Rov. 54):

$$\kappa_p = \frac{1}{r} = \frac{\varphi}{l} \quad [1/m]$$

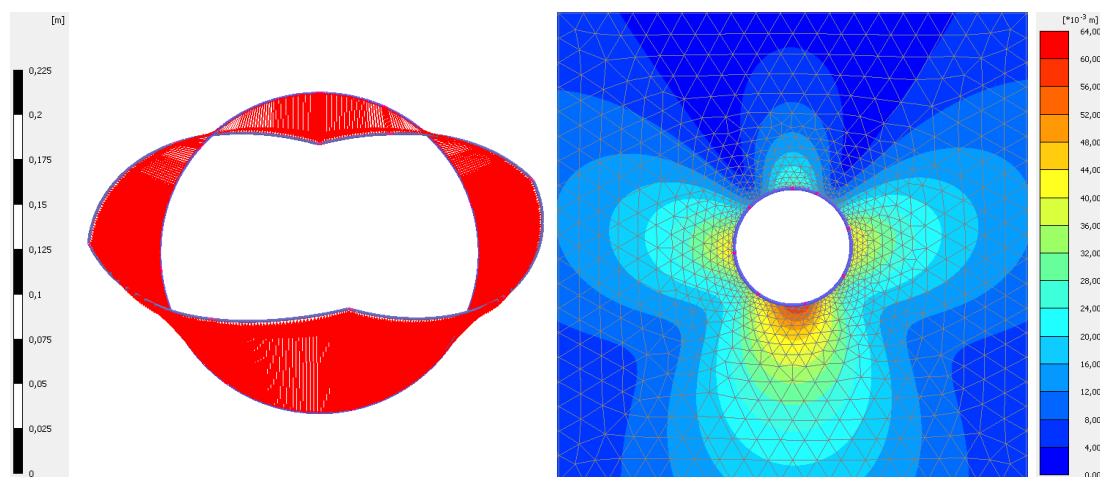
Rov. 54

Průběh jednotlivých MxKapa křivek je opět bilineární. Příklad transformace křivek pro styčník 1 ($w = 0,0^\circ$) je zobrazen na Obr. 432.

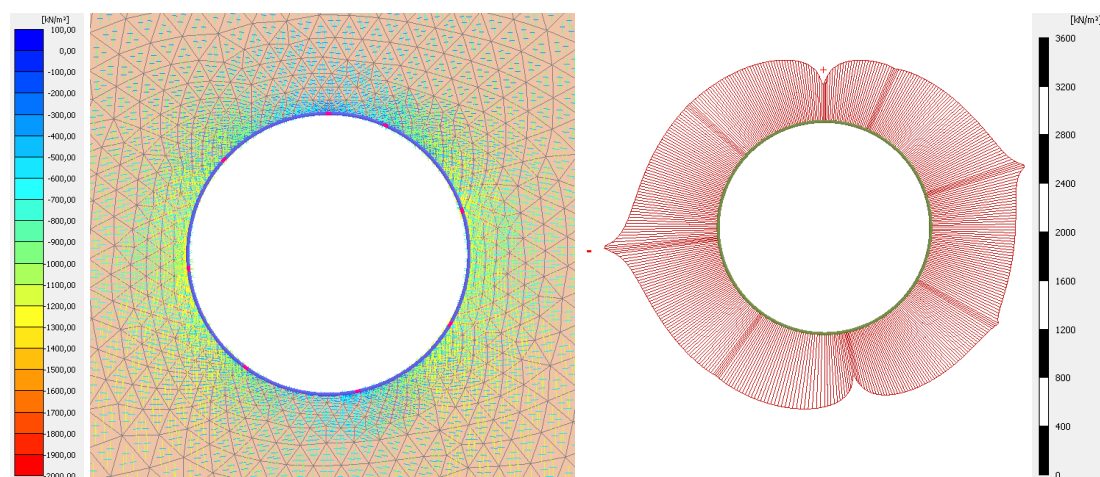
Obr. 432: Transformace křivky MxPhi na křivku MxKapa pro styčník 1 ($w = 0,0^\circ$)

Tab. 11: Příklad 6: Tabulka tuhosti vložených prutů

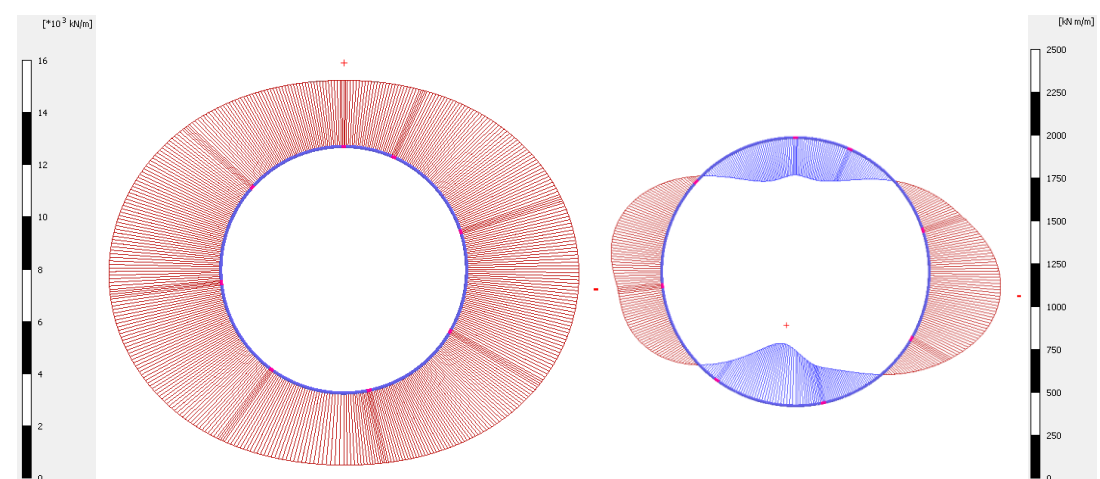
Označení styčníku	Normálová síla [MN/m]	Ohybová tuhost [MNm/(1/m)/m]	Limitní ohybový moment [kNm/m]
1 $w = 0,0^\circ$	-2,63	32,24	278,1
2 $w = 24,0^\circ$	-2,93	34,98	295,1
3 $w = 72,0^\circ$	-4,35	42,44	334,2
4 $w = 120,0^\circ$	-4,24	42,36	333,6
5 $w = 168,0^\circ$	-2,96	35,16	296,6
6 $w = 216,0^\circ$	-3,53	38,78	319,9
7 $w = 264,0^\circ$	-4,60	42,42	334,0
8 $w = 312,0^\circ$	-3,65	40,1	323,4



Obr. 433: Příklad 6 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{max,6} = 0,061$ m)



Obr. 434: Příklad 6 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{min,6} = -1081$ kPa)



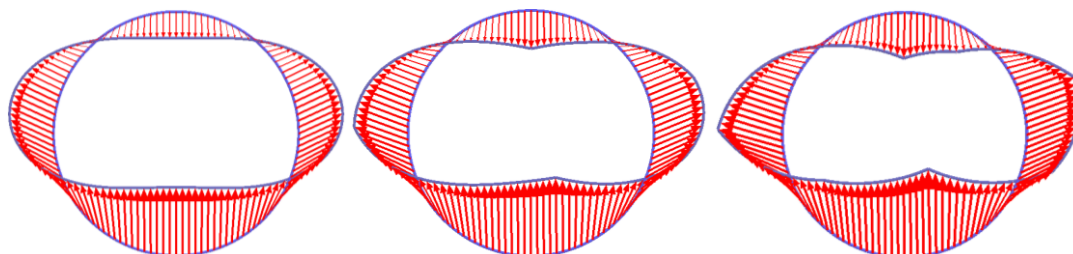
Obr. 435: Příklad 6 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,6} = -4,6$ MN, $N_{max,6} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,6} = -540$ kNm, $M_{max,6} = 457$ kNm)

25.4.7 Vyhodnocení výsledků (Příklad 1-6)

Po ukončení této sady srovnávacích výpočtů je třeba provést jejich vyhodnocení. Každý individuální projekt výstavby v podzemí má svá specifika. Velikost výsledných vnitřních sil ovlivňuje jak výška nadloží a horizontální napjatosti, tak tuhost okolního horninového masivu a veškeré parametry segmentového ostění. Výše uvedený příklad vychází z reálných vstupních parametrů. Jeho výsledky ale nelze jednoduše globalizovat na jakoukoli kombinaci

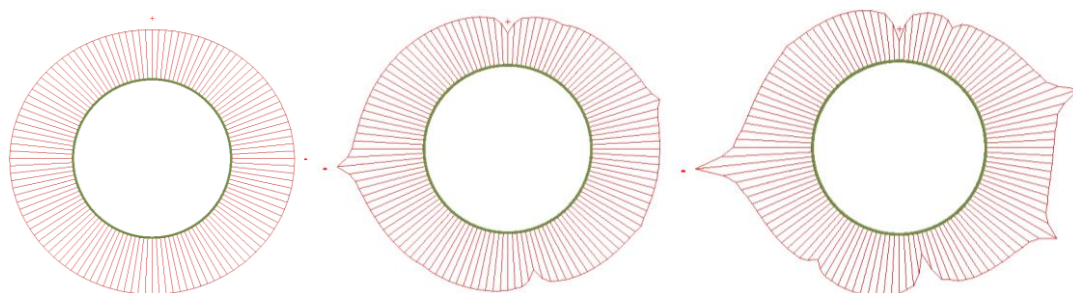
vstupních údajů. Slouží pouze k demonstraci vlivu zavedení rotační tuhosti podélných spojů segmentového ostění do numerického výpočtu.

Při porovnání deformovaného tvaru ostění je zřetelně vidět rozdíl v tuhosti spoje mezi sousedními segmenty. Obr. 436 vlevo představuje Příklad 1 (tuhé spojení). Na Obr. 436 vpravo je Příklad 3 (kloubové spojení), který ukazuje druhý limitní případ. Reálné chování ostění (Příklad 5 na Obr. 436 uprostřed) leží někde mezi těmito dvěma případy chování.



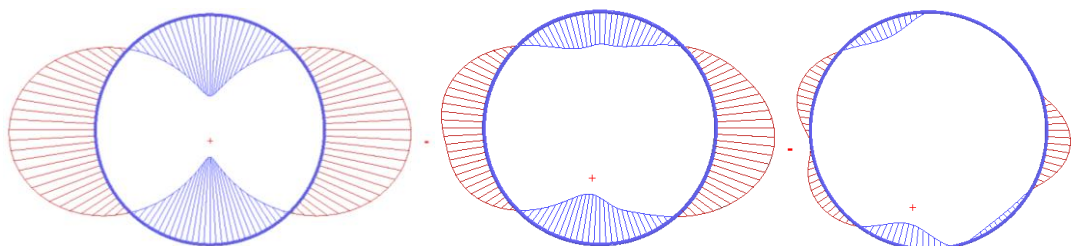
Obr. 436: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3

Co se týká velikosti a orientace hlavních napětí v horninovém masivu, tak zde není patrný zřetelný rozdíl mezi jednotlivými případy chování tunelového ostění. Opačná situace nastává v případě kontaktního napětí (viz Obr. 437). Zde je vidět, jak kontaktní napětí v místě podélných spojů, které jsou zatlačovány s ostěním do horninového masivu, roste, a naopak kontaktní napětí v místech, kde se ostění deformuje „od hory“, klesá, protože je ostění v místech podélných spojů ohybově měkčí.



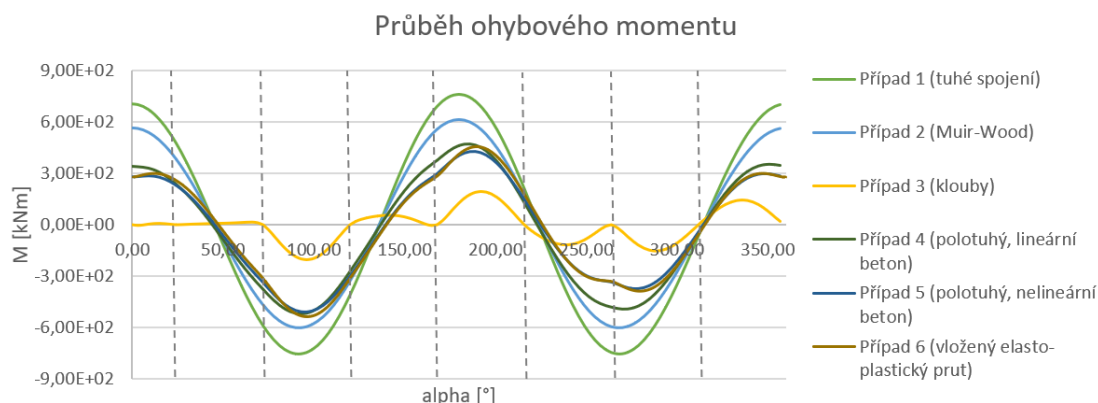
Obr. 437: Kontaktní napětí na působící na tunelové ostění – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3

Při porovnání průběhu ohybových momentů je vidět podstatný rozdíl mezi jednotlivými případy tunelového ostění (viz Obr. 438).



Obr. 438: Porovnání průběhu ohybových momentů na ostění – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3

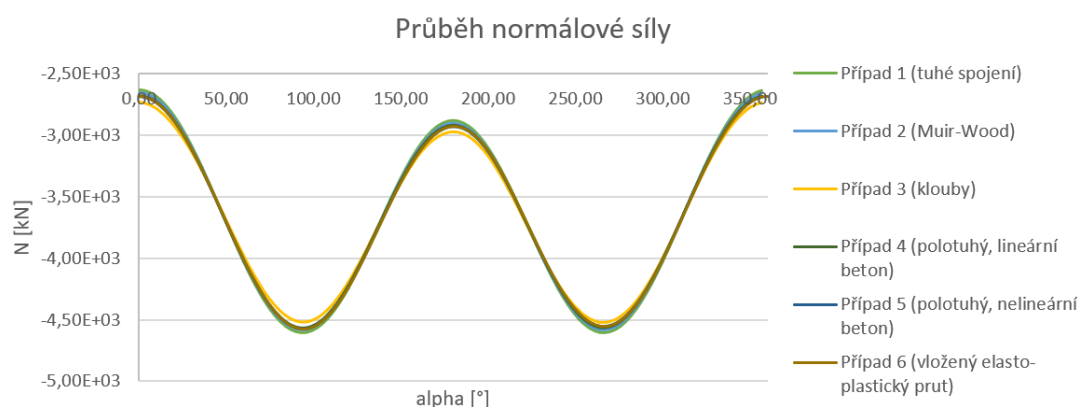
Na Obr. 439 je vykreslen průběh ohybových momentů pro všechny, výše uvedené, numerické modely. Úhel $0,0^\circ$ odpovídá vrcholu klenby a postupně narůstá po směru hodinových ručiček. Umístění podélných spojů vyznačeno šedými čárkovanými svislými čarami. Reálný průběh vnitřních sil na tunelovém ostění leží někde mezi okrajovými hodnotami Případu 1 (tuhého spojení mezi segmenty) a Případu 3 (kloubového spojení mezi segmenty). Skrze bezpečný přístup by byl z hlediska dimenzování ostění podle průběhu na Obr. 439 uvažován tuhý spoj (Příklad 1). Pak by ale docházelo k zbytečně neekonomickému návrhu ostění.



Obr. 439: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění

Při porovnání průběhu Případu 5 (polotuhý styčník s nelineárním betonem) a Případu 6 (elasto-plastický vložený prut) je vidět přijatelná shoda. Oba přístupy ke stanovení rotační tuhosti si odpovídají a mohou být při návrhu použity.

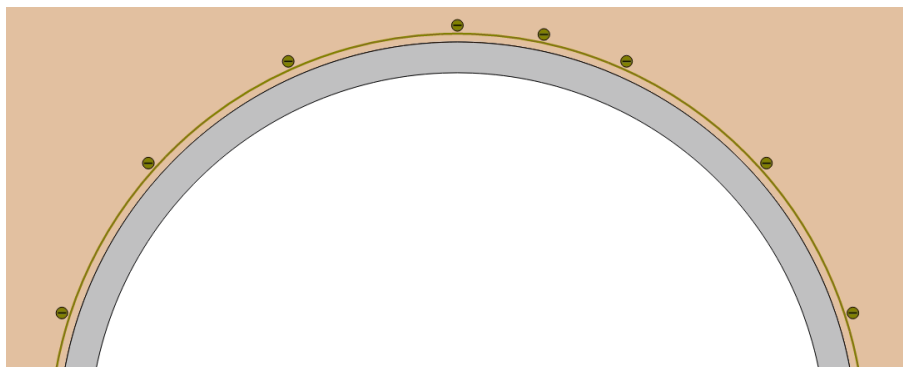
Z hlediska průběhu normálové síly byl ověřen předpoklad, že tuhost podélného spoje má na velikost normálové síly zanedbatelný vliv (viz Obr. 440).



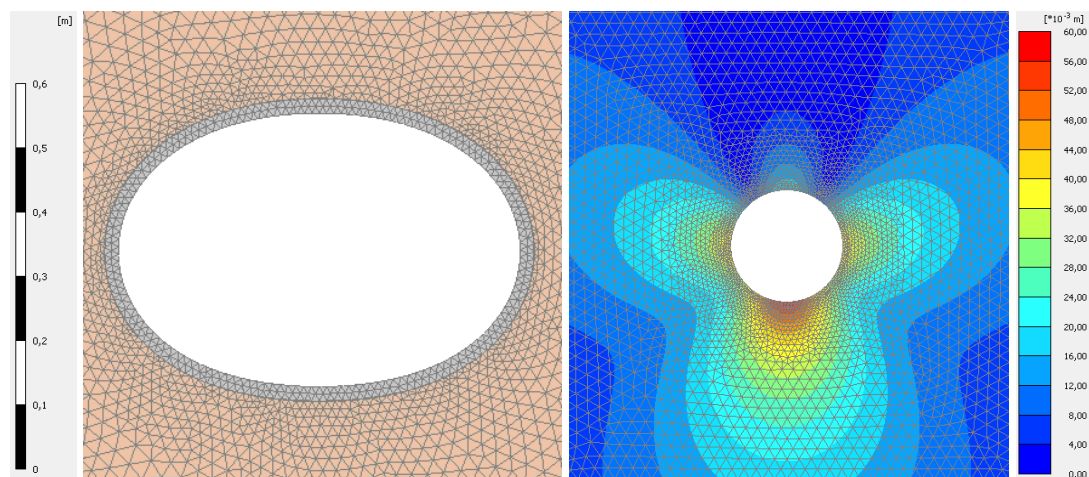
Obr. 440: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění

25.4.8 Případ 7: Souvislé segmentové ostění (2D)

Tento případ ukazuje složitější způsob modelování segmentového ostění, a to ve 2D prostřednictvím plošných konečných prvků. Nejprve je proveden pro porovnání výsledků výpočet bez zohlednění vlivu podélných spojů se souvislým tunelovým ostěním. Sít konečných prvků byla v zájmové oblasti dostatečně zhuštěna.

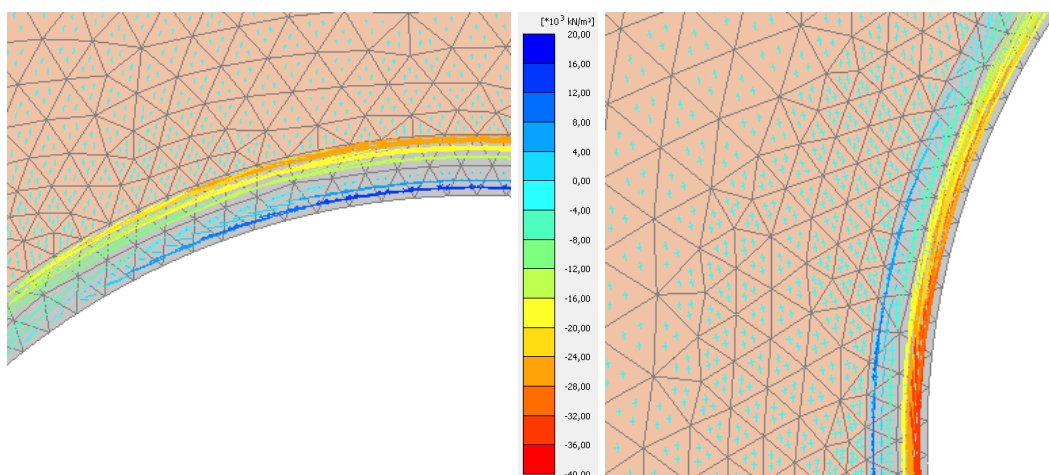


Obr. 441: Výsek z numerického modelu se souvislým tunelovým ostěním modelovaným plošnými konečnými prvky bez vlivu podélných spojů



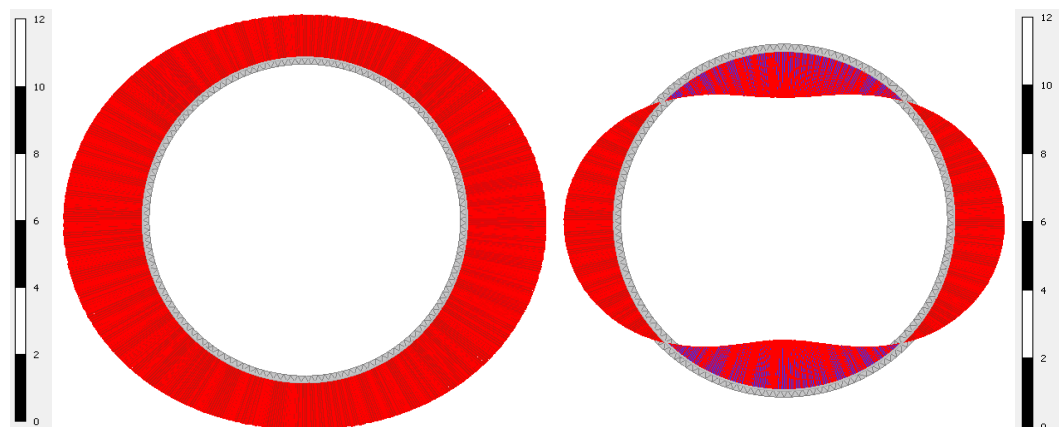
Obr. 442: Příklad 7 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,7} = 0,057 \text{ m}$)

Velice poučné je na této konstrukci sledovat průběh a směr hlavních napětí, která kopírují průběh ohybového momentu a znázornění tažených vláken průřezu. Na Obr. 443 jsou vykresleny dvě místa s opačným průběhem ohybových momentů: detail horní klenby, kde je tah u dolních vláken a oblast boku tunelu, kde je tah naopak u vnějších vláken.



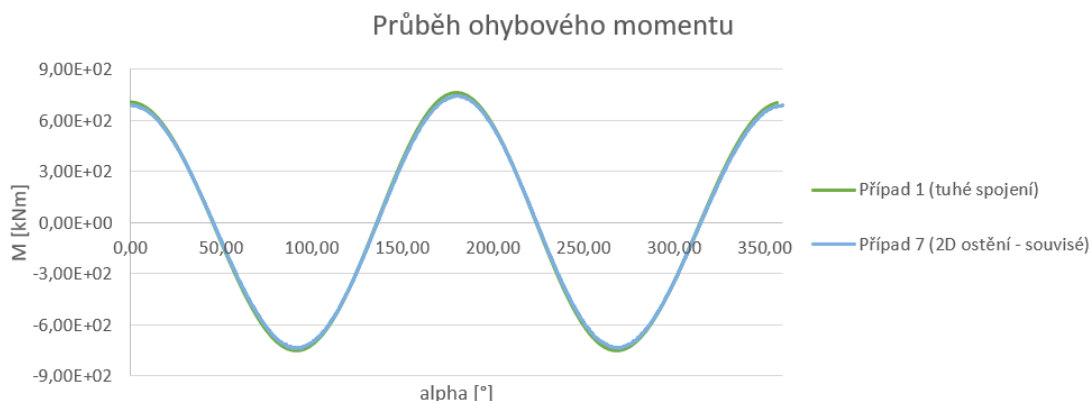
Obr. 443: Příklad 7 – vlevo hlavní napětí ve vrcholu klenby; vpravo na levém boku ostění

Jak je uvedeno v základním popisu programu PLAXIS (25.1 Základní popis výpočetního programu PLAXIS), v případě modelování konstrukce plošnými prvky je možné nechat softwarem najít v daném makroprvku střednici konstrukce a na ní vykreslit průběhy vnitřních sil.

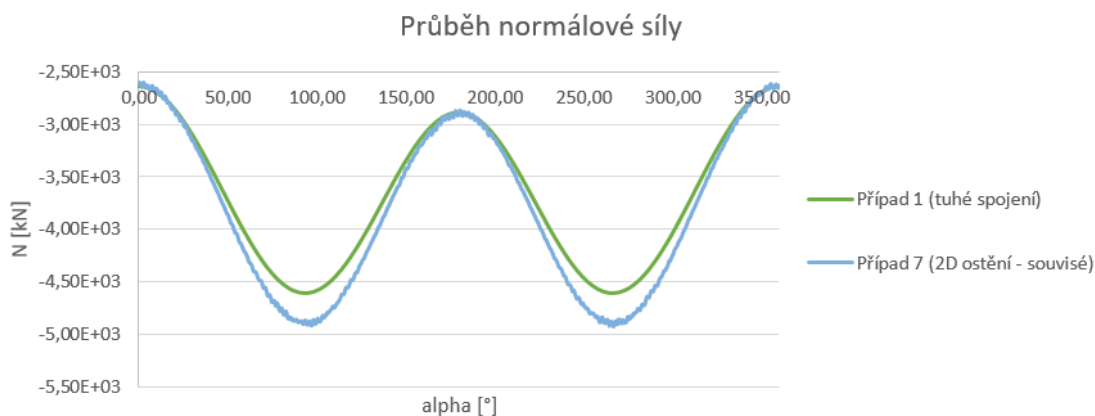


Obr. 444: Příklad 7 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,7} = -4,9 \text{ MN}$, $N_{\max,7} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,7} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,7} = 741 \text{ kNm}$)

Tvar i hodnoty deformací poměrně dobře odpovídají prutovému modelu. Při porovnání průběhu ohybových momentů s prutovou konstrukcí (Případ 1) je zřejmé, že je dosaženo téměř stoprocentní shody (viz Obr. 445).



Obr. 445: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění



Obr. 446: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění

Trochu odlišná situace je v případě průběhu normálové síly. Zde je vidět, že oproti prutovému modelu dochází při modelování konstrukce plošnými prvky ke koncentraci tlakového napětí na bocích tunelu a zvýšení normálové síly. To je způsobeno tím, že při prutovém řešení, kdy je konstrukce modelována pouze svou střednicí, působí na horní polovinu tunelového ostění svislou silou „menší objem“ horninového masivu. Ten vyvolává tlakovou normálovou sílu v bocích tunelu. Jestliže je ostění modelováno plošně, je tento objem působící masy horniny zvětšen o „proužek zeminy“ odpovídající polovině tloušťky ostění. Nárůst normálové síly v bocích ostění pak odpovídá poměru mezi tloušťkou ostění a poloměrem střednice tunelu, což se potvrdilo i v tomto případě.

25.4.9 Případ 8: Oddělené segmenty (2D) – vložený materiál

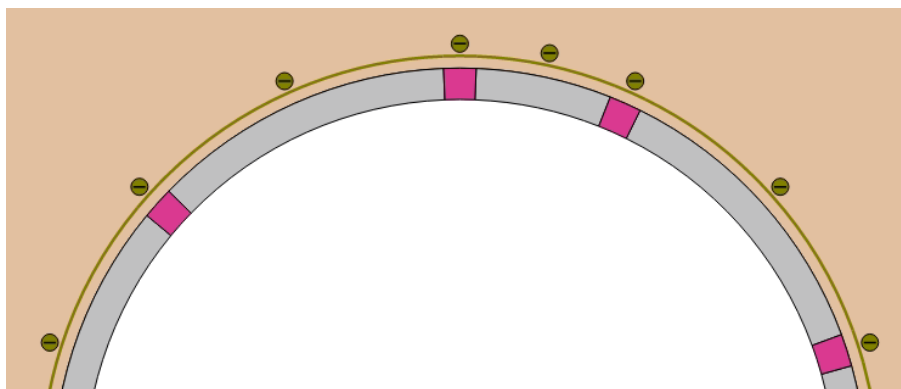
Vliv podélného spoje lze v případě ostění modelovaného plošnými prvky zohlednit v numerickém modelu dvěma způsoby. Buď vložením kontaktního prvku s vyloučeným tahem mezi sousední segmenty ostění, nebo vložením úzkého proužku materiálu se speciálně definovanými materiálovými parametry. Obě tyto metod jsou detailně popsány v kapitole 22.4.4 Modelování podélného spoje kontaktním prvkem a 22.4.3 Modelování podélného spoje vloženým materiálem s nulovou tahovou pevností. Co se týká první možnosti, tak ta je v programu PLAXIS téměř nerealizovatelná. Kontaktní prvky se zde dají zadávat jen velice omezeně se sdruženým chováním ve smyku a v normálovém směru. Navíc se zde ukázaly závažné problémy s konvergencí takto sestaveného numerického modelu s kontaktními prvky v místech podélných spojů.

Z tohoto důvodu bylo přistoupeno k zavedení vlivu podélných spojů mezi sousedními segmenty prostřednictvím vloženého materiálu. Z globálního pohledu je tento přístup možný. Vzhledem k velikosti numerického modelu a možnostem zasíťování bylo uvažováno s oblastí o délce a šířce rovné tloušťce segmentového ostění. Způsob detailního odvození parametrů vloženého materiálu obsahuje *Příloha č. 8: Odvození parametrů vloženého materiálu*. Nejprve je třeba přepočítat náhradní modul pružnosti pro lineární větev působení z důvodu redukované šířky kontaktní plochy podélného spoje. Poté je třeba odvodit pevnostní charakteristiky vloženého materiálu. Použita byla Mohr-Coulombova podmínka plasticity s vyloučeným tahem.

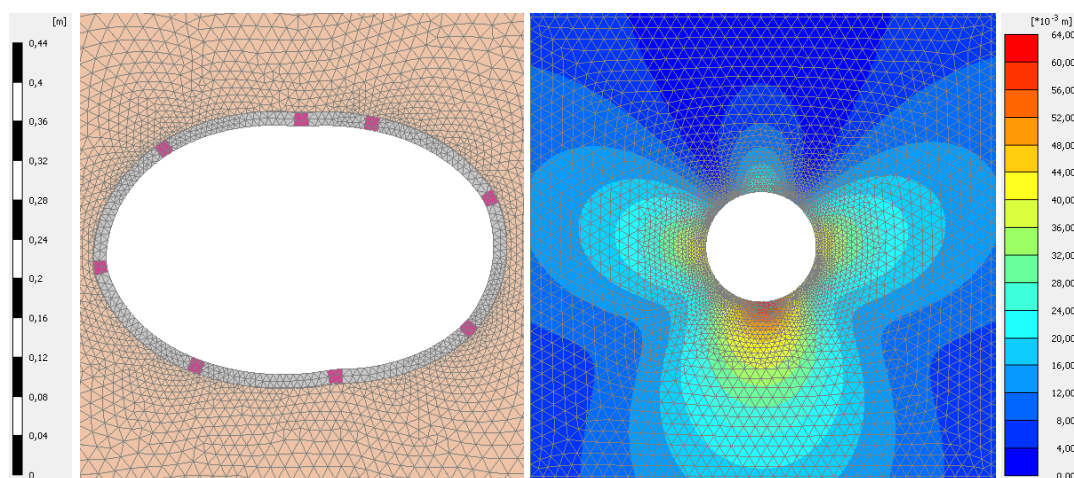
Základní parametry vloženého materiálu jsou následující:

- tloušťka prvku $d = 0,4 \text{ m}$
- délka prvku $l = 0,4 \text{ m}$
- objemová hmotnost $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- náhradní modul pružnosti $E^* = 12,66 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu = 0,2$
- úhel vnitřního tření $\varphi = 55,0^\circ$
- soudržnost $c = 1400,0 \text{ kPa}$
- pevnost v tahu $T = 0,0 \text{ kPa}$

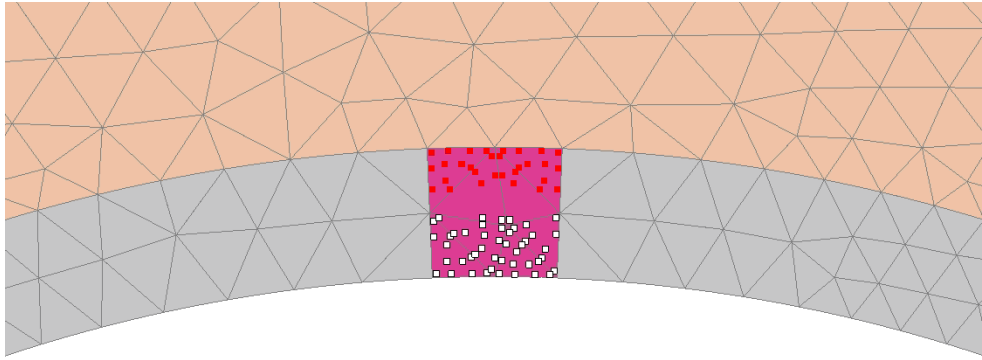
Schéma numerického modelu je znázorněné na Obr. 447.



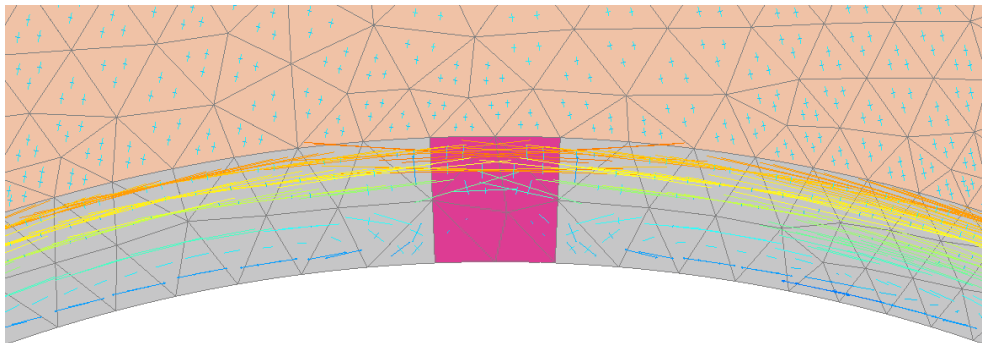
Obr. 447: Výsek z numerického modelu se souvislým tunelovým ostěním modelovaným plošnými konečnými prvky se zohledněním vlivu podélných spojů vloženým materiálem



Obr. 448: Případ 8 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 25x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,8} = 0,062 \text{ m}$)



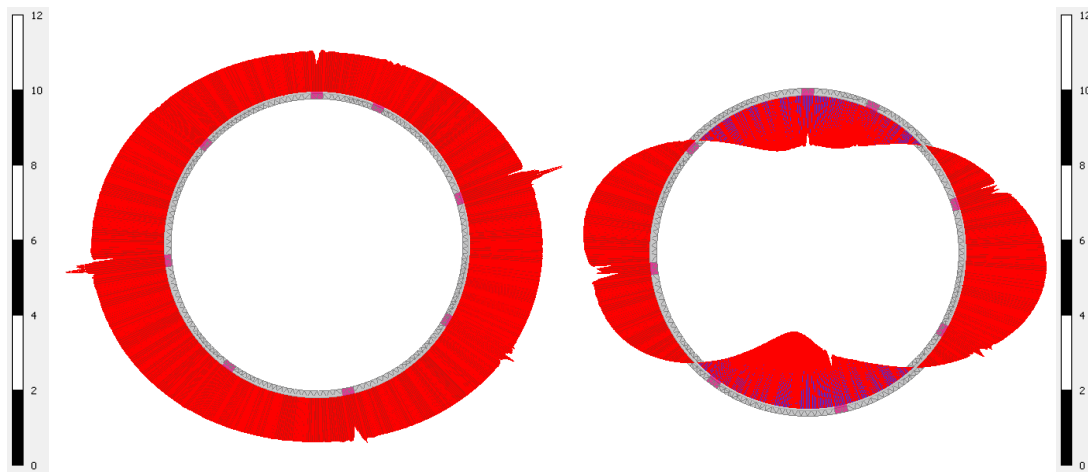
Obr. 449: Příklad 8 – zobrazení bodů, kde je dosaženo podmínky plasticity (Failure points) (červeně), a bodů s vyloučeným tahem (Tension cut-off points) (bíle) na vrcholu klenby



Obr. 450: Příklad 8 – velikost a směr hlavních napětí působících v místě podélného spoje na vrcholu klenby ostění

Z rozložení bodů s vyloučeným tahem je zřejmé, že se podélný spoj s vloženým materiálem chová dle výchozích předpokladů. Vyloučením působení v tahu je simulováno možné otevření spoje při tahovém namáhání v místě spoje. Stejně tak je simulováno i plastické přetváření na straně tlačných vláken průřezu při vyčerpání tlakové únosnosti.

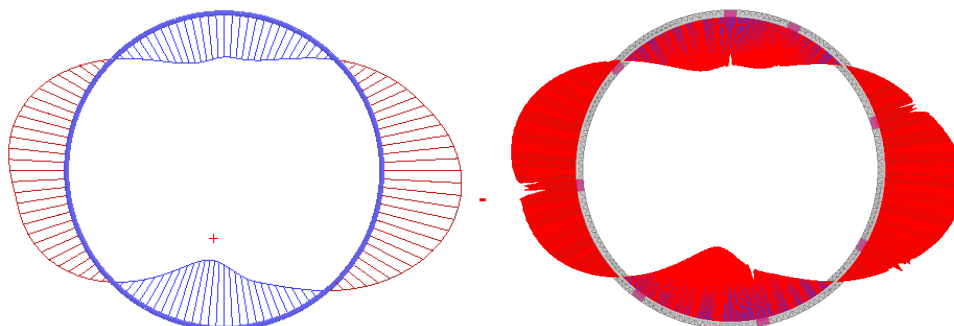
Na Obr. 451 jsou vykresleny průběhy vnitřních sil po střednici ostění.



Obr. 451: Příklad 8 – vlevo průběh normálové síly ($N_{min,8} = -4,9 \text{ MN}$, $N_{max,8} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{min,8} = -530 \text{ kNm}$, $M_{max,8} = 440 \text{ kNm}$)

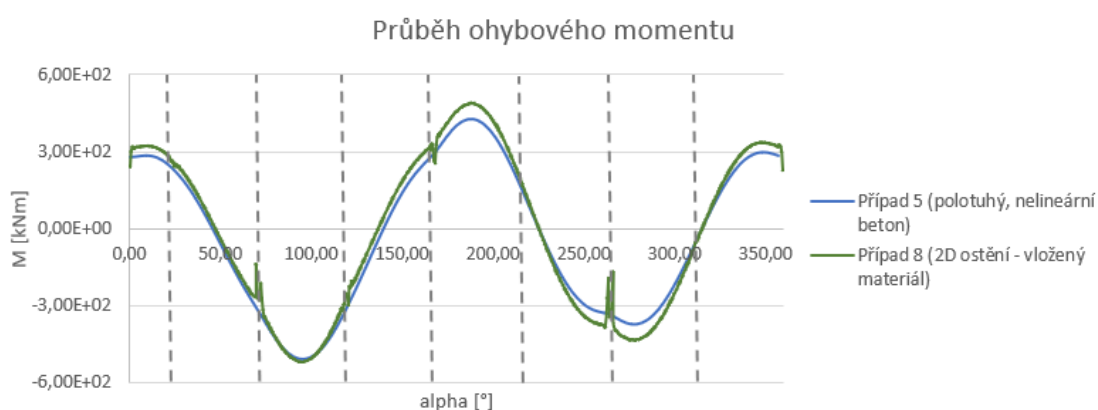
V místech podélného spoje (vloženého materiálu) jsou hodnoty vnitřních sil nereálné díky tomu, že program vyhodnocuje vnitřní síly ke střednici prvku bez zohlednění oblasti s vyloučeným tahem.

Při porovnání průběhu ohybového momentu (viz Obr. 453) Případu 5 (podélný spoj modelován vloženým polotuhým styčником) a Případu 8 (s nelineárním vloženým materiálem) je možné konstatovat, že bylo opět dosaženo akceptovatelné shody.

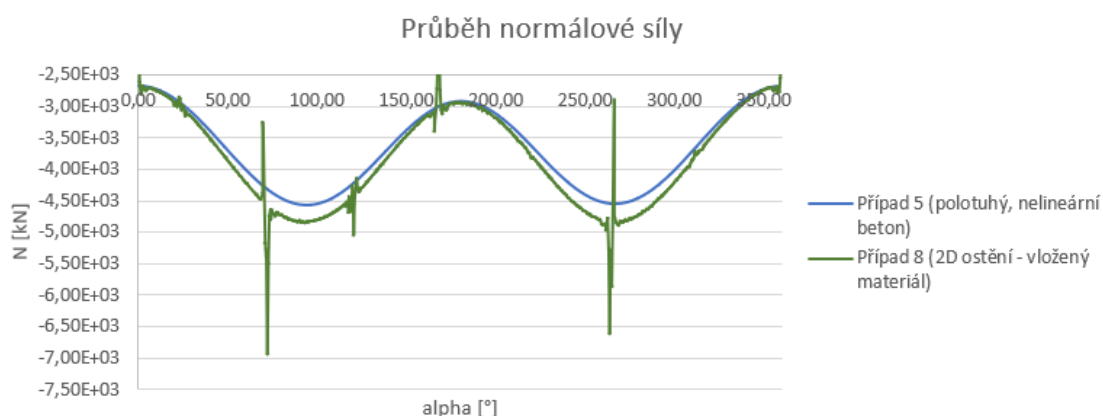


Obr. 452: Porovnání průběhu ohybových momentů na ostění – vlevo Případ 5 ($M_{min,5} = -509 \text{ kNm}$, $M_{max,5} = 426 \text{ kNm}$); vpravo Případ 8 ($M_{min,8} = -530 \text{ kNm}$, $M_{max,8} = 440 \text{ kNm}$)

Porovnání průběhů obou vnitřních sil je znázorněno také na Obr. 453 a Obr. 454.



Obr. 453: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění



Obr. 454: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Faltýnek, 2016, s. 184-185).

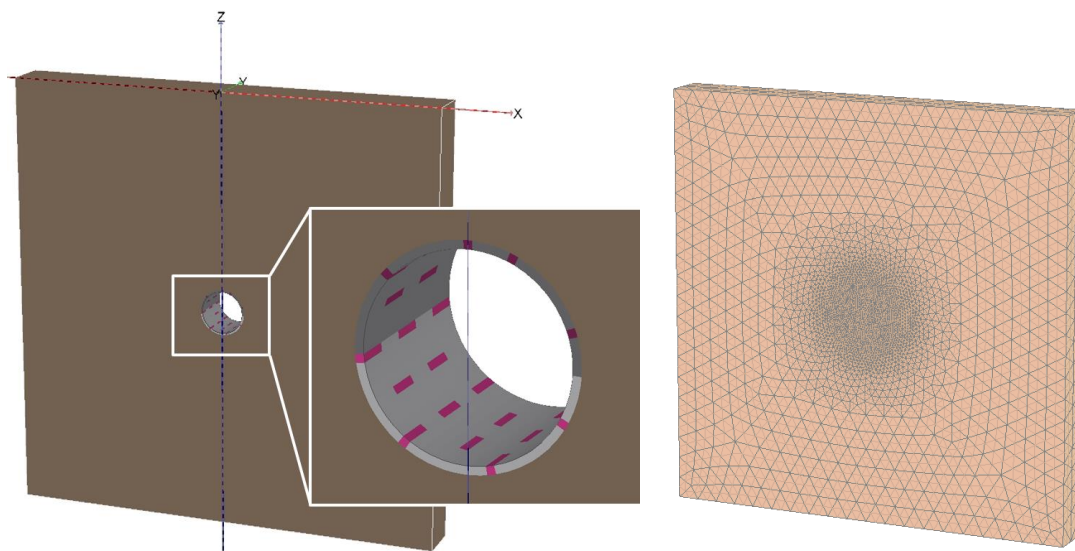
26 Ovlivnění namáhání segmentového ostění spolupůsobením prstenců v příčném spoji

V této kapitole bude analyzován vliv zavedení spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění do numerického modelu. V první řadě je nutné podotknout, že je sledována pouze jedna kombinace vstupních parametrů – průměr tunelu, tloušťka ostění, počet podélných spojů v prstenci, typ příčného spoje, konkrétní parametry horninového masivu apod. Velký vliv na spolupůsobení sousedních prstenců ostění má tvar příčného spoje a typ spojovacích prvků, tuhost okolního horninového masivu a velikost ovalizační složky zatížení. Souhrn jednotlivých vlivů detailně popisuje kapitola 22.1.4.5 *Souhrnné zhodnocení základních vlivů ovlivňujících interakci sousedních prstenců ostění*. Jednotlivé parametry numerického modelu jsou ale voleny tak, aby byly co nejvíce reprezentativní a výsledky mohly být alespoň částečně zobecněny.

26.1 Základní parametry 3D výpočetního modelu

Všechny materiálové a geometrické parametry ostění jsou převzaty z 2D úlohy (viz kapitola 25.3 *Základní parametry 2D výpočetního modelu*). Ostění i horninový masiv jsou modelovány prostorovými konečnými prvky. Do střednicové plochy ostění vložena ke stanovení vnitřních sil referenční skořepina (viz *Příloha č. 9: Referenční skořepina*). Podélný spoj je modelován pomocí vloženého elasto-plastického materiálu (viz kapitola 25.4.9 *Případ 8: Oddělené segmenty (2D) – vložený materiál*). Vliv příčného spoje na namáhání segmentového ostění je zaveden pomocí kontaktních prvků interface vkládaných do styčných ploch. Řešena je úloha bez vlivu příčných spojů, s prstenci ostění propojenými tuze a mezilehlé případy, kdy bude tuhost a pevnost spoje postupně zvyšována.

Mezi ostění a horninový masiv je vložen také kontaktní prvek. Okrajové podmínky jsou standardní. Úloha modelována bez vlivu podzemní vody. Základní výpočetní schéma je znázorněno na Obr. 455. Síť konečných prvků byla zahuštěna v zájmové oblasti v blízkosti tunelu. Je tvořena cca 150 000 desetiuzlovými konečnými prvky tvaru tetraedru. Automatická tvorba sítě trvá programu PLAXIS přibližně 9 minut.



Obr. 455: Vlevo základní výpočetní schéma úlohy; vpravo vygenerovaná síť konečných prvků

Definovány jsou dvě fáze výpočtu. V první jsou stanoveny podmínky primární napjatosti. Druhý výpočetní krok simuluje současné provedení výrubu a instalaci ostění. Tento případ má prokázat vliv zavedení podélných a příčných spojů na namáhání segmentového ostění. Cílem není zabývat se vlivem relaxace masivu před čelbou a vlivem redistribuce napjatosti v důsledku ražeb před kompletním sestavením ostění. Stejně tak není úmyslem sledovat chování vlastních segmentů mezi podélnými spoji z hlediska jejich možného porušení.

Řešená oblast

- velikost řešené oblasti $100,0 \times 100,0 \times 10,0 \text{ m}$
- výška nadloží $45,0 \text{ m}$
- umístění středu tunelu $[0,0; 0,0; -50,0]$

Horninové prostředí

- homogenní, izotropní
- součinitel bočního tlaku $K_0 = 0,5$
- materiálový model Mohr – Coulomb
- objemová hmotnost $\gamma_h = 20,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti $E_h = 50,0 \text{ MPa}$
- poissonovo číslo $\nu_h = 0,3$
- úhel vnitřního tření $\varphi_h = 30,0^\circ$
- soudržnost $c_h = 10,0 \text{ kPa}$

Ostění

- průměr střednice $D = 10,0 \text{ m}$
- konfigurace $7 + 1 (7 \times 48^\circ + 1 \times 24^\circ)$
- tloušťka ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka prstence ostění $b = 2,0 \text{ m}$
- šířka kontaktní plochy $l_t = 0,30 \text{ m}$
- materiálový model ostění elastický
- objemová hmotnost $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu_c = 0,2$
- pevnost v tlaku $f_c = 30,0 \text{ MPa}$
- referenční skořepina $E_{rs} = 30,0 \text{ kPa (redukce } 10^6)$

Podélný spoj

- tloušťka prvku $d = 0,4 \text{ m}$
- délka prvku $l = 0,4 \text{ m}$
- objemová hmotnost $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- náhradní modul pružnosti $E^* = 12,66 \text{ GPa}$
- poissonovo číslo $\nu = 0,2$
- úhel vnitřního tření $\varphi = 55,0^\circ$
- soudržnost $c = 1400,0 \text{ kPa}$

Kontaktní prvky (ostění – horninový masiv)

- materiálové parametry odvozené z parametrů sousedního materiálu
- redukční parametr $R_{inter} = 0,9$

Kontaktní prvky (mezi prstenci ostění)

- materiálové parametry odvozené z individuálně zadaného materiálu
- materiálový model Mohr – Coulomb
- objemová hmotnost $\gamma_i = 0,0 \text{ kN/m}^3$
- modul pružnosti $E_i = 10^5 \text{ MPa}$
- poissonovo číslo $\nu_i = 0,2$
- úhel vnitřního tření $\varphi_i = 25,0^\circ (\tan \varphi_i = 0,47)$
- soudržnost $c_i = 500,0 \text{ kPa}$
- redukční parametr $R_{inter} = \text{měněn v } [0,01; 1,0]$

Materiálové parametry kontaktního prvku v příčném spoji segmentového ostění je velice obtížné stanovit. Do vzájemné interakce sousedních prstenců ostění se zapojují spojovací prvky, důležitý je také tvar příčného spoje a materiál použitých roznášecích tlakových podložek. Jinou tuhost a pevnost má spoj dvou přímých ploch a spoj typu pero-drážko nebo čep-objímka. Ke spolupůsobení v příčném spoji přispívají síly štítových lisů, které ve spoji vyvolávají třecí síly.

Z tohoto důvodu je cílem úlohy ukázat především oba limitní stavy, kdy je příčný spoj netuhý ($R_{inter} = 0,01$) a dokonale tuhý ($R_{inter} = 1,0$). V těchto případech nehraje tuhost a pevnost kontaktního prvku téměř žádnou roli. Oba tyto stavy by měly být při statickém výpočtu řádně prověřeny, aby statik tušil meze, v kterých se segmentové ostění může nacházet. U mezilehlých případů ($0,01 < R_{inter} < 1,0$), které pravděpodobně představují reálné chování segmentového ostění, závisí parametry kontaktního prvku na konkrétním uspořádání příčného spoje a individuálních parametrech řešené úlohy. Tato kapitola nemá za cíl analyzovat jeden konkrétní typ příčného spoje, ale ukázat, jak se mění namáhání ostění v jednotlivých případech spolupůsobení, kdy je R_{inter} postupně měněno.

Materiálové parametry kontaktního prvku byly voleny tak aby byly mezilehlé hodnoty co nejrovnoměrněji pokryty. Normálová (a smyková) tuhost kontaktního prvku byla prostřednictvím E_i v závislosti na virtuální tloušťce volena co nejvyšší tak, aby bylo dosaženo přirozené kompatibility posunů na líci obou konstrukcí a aby byl numerický model stabilní a konvergoval. Při stanovení pevnostních parametrů je úhel vnitřního tření volen v závislosti na statickém součiniteli tření mezi betonovými prvky. Soudržnost byla zadána tak, aby zohlednila přirozené tření mezi sousedními prstenci ostění vlivem předpětí tubusu ostění silami štítových lisů. Kontaktní prvky byly také kompletně vyloučeny v případě tahového namáhání. Na závěr je nutné říci, že od sebe ve výpočetním programu PLAXIS bohužel nelze normálové a smykové působení oddělit a vždy jsou parametrem R_{inter} redukovány oba směry působení.

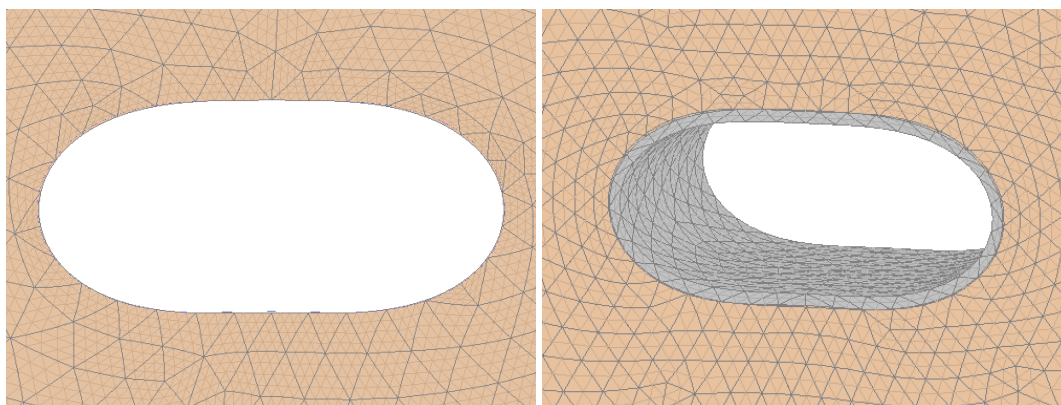
Praktické poznámky pro čtenáře: Určitou, byť minimální, soudržnost je nutno zadat z důvodu správného fungování kontaktního prvku a konvergenci numerického modelu. Kontaktní prvek modelující příčný spoj je nutno modelovat přes celý příčný řez tunelu.

26.2 Porovnání 3D výpočtů na základě 2D výsledků

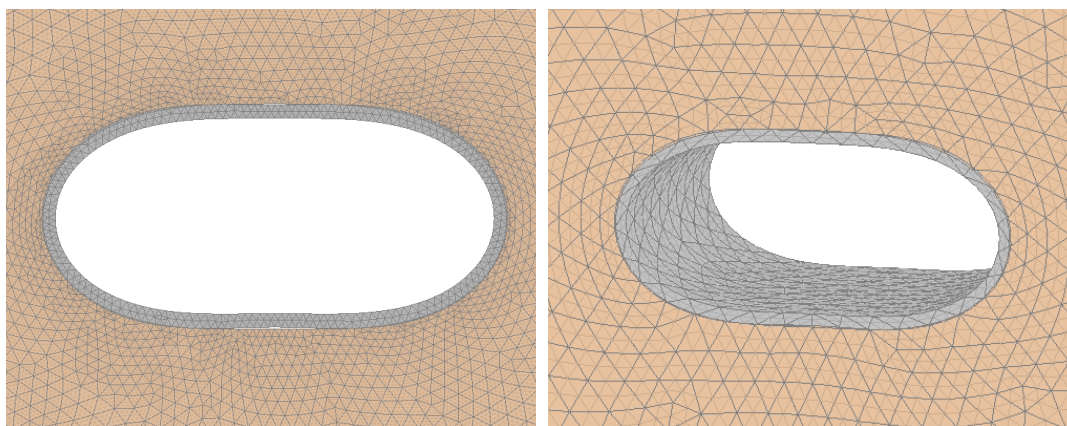
Při přechodu z 2D do 3D je nejprve potřeba porovnat, zda se výchozí 3D úloha vzniklá „protažení“ základního 2D modelu chová stejně jako původní 2D úloha.

26.2.1 Případ 9: Souvislé ostění (3D)

Jako první bylo uvažováno ostění souvislé bez vlivu podélných a příčných spojů – Případ 9. Tato úloha odpovídá Případu 1 (25.4.1 *Případ 1: Souvislé ostění (1D)* – plná tuhost) a Případu 7 (25.4.8 *Případ 7: Souvislé segmentové ostění (2D)*) Případ 7: Souvislé segmentové ostění).

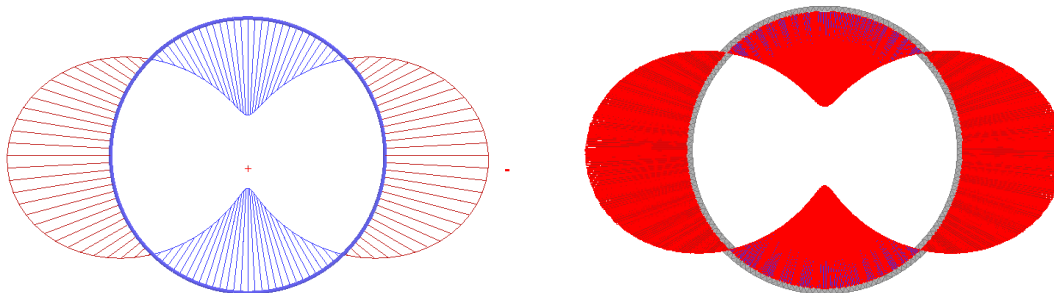


Obr. 456: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 1 (2D) ($u_{max,1} = 0,05607$ m); vpravo Příklad 9 (3D) ($u_{max,9} = 0,05682$ m)

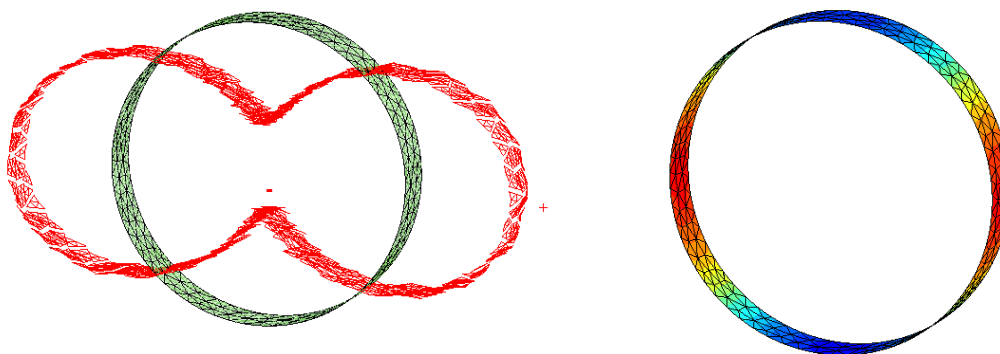


Obr. 457: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 7 (2D) ($u_{max,7} = 0,05670$ m); vpravo Příklad 9 (3D) ($u_{max,9} = 0,05682$ m)

Níže dojde k porovnání ohybového namáhání jednotlivých případů ostění. U Příkladu 1 jsou vnitřní síly vykresleny běžným způsobem, protože je konstrukce modelována prutovými prvky. V případě Příkladu 7, kdy je ostění modelováno plošnými konečnými prvky je využita funkcionality programu PLAXIS, a to automatické vygenerování střednice a integrování vnitřních sil z hodnot napětí na jednotlivých řezech. U 3D výpočtu je situace složitější. Využito je tzv. referenční skořepiny umístěné do střednicové plochy segmentů ostění. Vybrán byl úsek ostění šířky 1,6 m umístěný uprostřed tubusu. Díky tomuto nehmotnému prvku s redukovanou tuhostí lze určit namáhání (inženýrské vnitřní síly) na 3D konstrukci.



Obr. 458: Porovnání ohybových momentů – vlevo Příklad 1 (1D) ($M_{min,1} = -754$ kNm, $M_{max,1} = 762$ kNm); vpravo Příklad 7 (2D) ($M_{min,7} = -740$ kNm, $M_{max,7} = 741$ kNm)

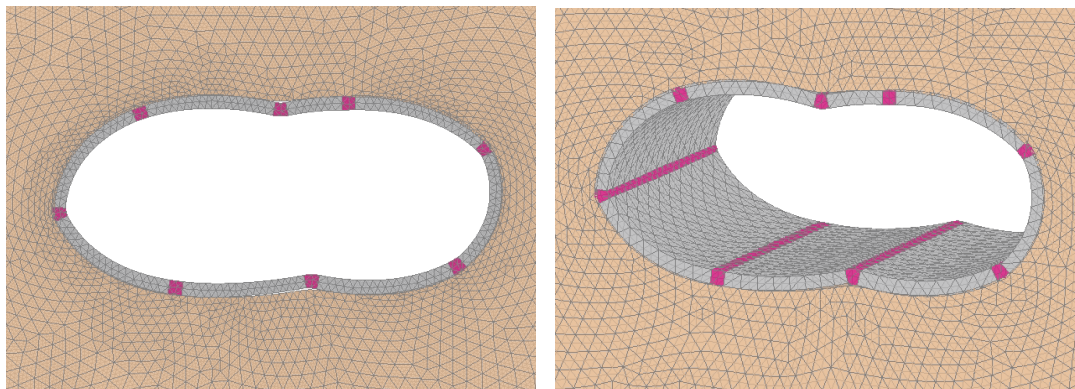


Obr. 459: Příklad 9 (3D) – průběh ohybových momentů ($M_{\min,9} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,9} = 757 \text{ kNm}$)

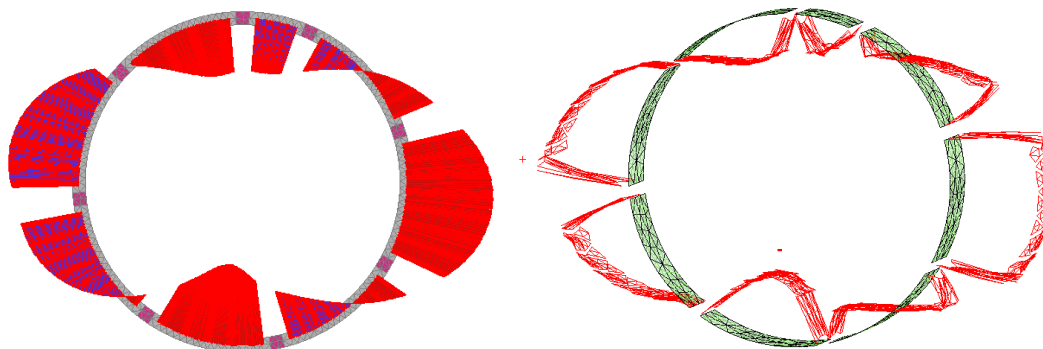
Při porovnání číselných hodnot jednotlivých deformací a velikostí ohybových momentů lze konstatovat, že bylo dosaženo velice dobré shody mezi všemi třemi numerickými modely a přístupy.

26.2.2 Příklad 10: Oddělené segmenty (3D) – uspořádání 1

Druhou úlohou, která bude porovnávána je ostění s podélnými spoji modelovanými vloženým pružno-plastickým materiálem (viz 25.4.9 Příklad 8: Oddělené segmenty (2D) – vložený materiál). 3D model je konstruovaný tak, že je základní 2D úloha pouze prodloužena v podélném směru.



Obr. 460: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 8 ($u_{\max,8} = 0,06218 \text{ m}$); vpravo Příklad 10 ($u_{\max,10} = 0,06452 \text{ m}$)



Obr. 461: Porovnání ohybových momentů – vlevo Příklad 8 ($M_{\min,8} = -440 \text{ kNm}$, $M_{\max,8} = 531 \text{ kNm}$); vpravo Příklad 10 ($M_{\min,10} = -420 \text{ kNm}$, $M_{\max,10} = 574 \text{ kNm}$)

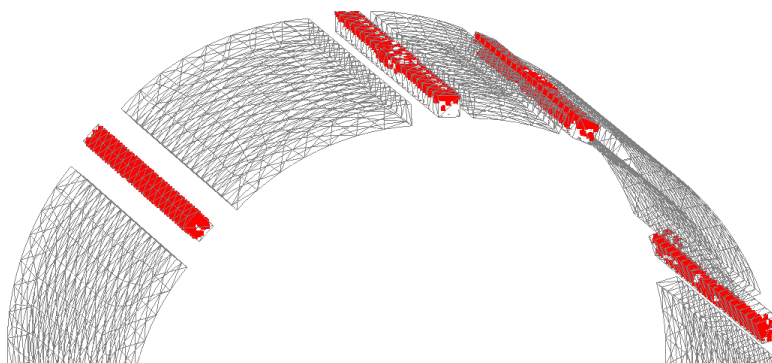
Poznámky k vykreslování průběhu ohybových momentů v případě 3D modelů a použití referenční skořepiny (viz Obr. 461 vpravo): Vykreslována je vždy složka obvodového ohybového momentu, který ohýbá střednici ostění v příčném řezu tunelu. Referenční skořepina

je použita pouze v těle segmentů, ne přes vložený materiál simulující chování podélných spojů segmentového ostění. Koncový uzel skořepiny v místě podélného spoje je z hlediska natočení volný, což způsobuje umělý pokles ohybového momentu do nuly. V určité vzdálenosti od podélného spoje odpovídající velikosti konečného prvku je již referenční skořepina mezi svými dvěma uzly deformována společně se segmentovým ostěním, přebírá jeho křivost a ohybové momenty na ní jsou již vykresleny správně.

Při sestavování 3D modelu se ukázalo jako klíčové zahuštění sítě konečných prvků v zájmové oblasti. To mělo na průběh ohybového momentu při zahrnutí plasticity vloženého materiálu podélných spojů velmi vysoký vliv (do cca 20 %). Sít a chování podélného spoje byly odladěny tak, aby se výsledky 3D výpočtu (Případ 10) co nejvíce blížily 2D modelu (Případ 8).

Na přenosu nevyrovnaných sil, které vzniknou provedením výrubu, se společně podílí určitou měrou horninový masiv (nosná horninová klenba) a samotné tunelové ostění. Případ 10 simuluje souvislý „kloub“ v ostěním v podélném směru. Ostění je tedy globálně měkčí. Při porovnání výsledků se souvislým ostěním (Případ 9) je vidět očekávaný nárůst deformace ostění ($u_{\max,9} = 0,057 \text{ m} \rightarrow u_{\max,10} = 0,064 \text{ m}$) a pokles ohybových momentů ($M_{\min,9} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,9} = 757 \text{ kNm} \rightarrow M_{\min,10} = -420 \text{ kNm}$, $M_{\max,10} = 574 \text{ kNm}$).

Na Obr. 462 jsou znázorněny plastické body a body s vyloučeným tahem v místě podélných spojů segmentového ostění. Jejich rozložení opět odpovídá 2D výpočtu.

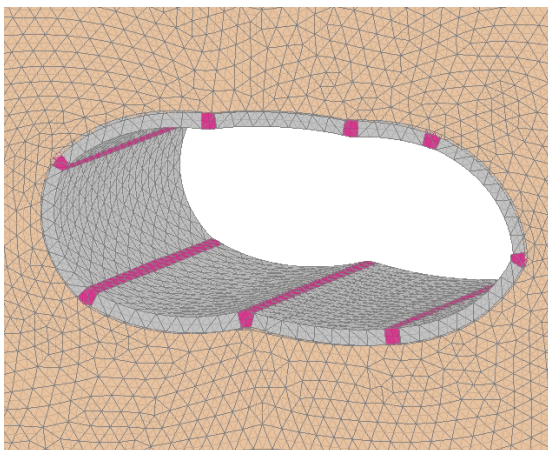
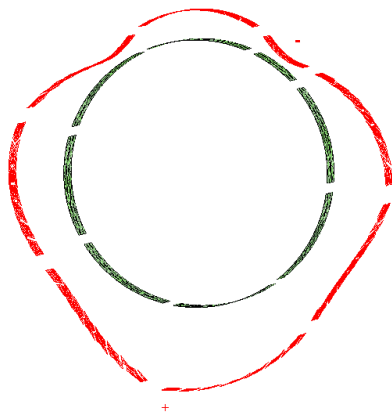


Obr. 462: Případ 10 – body kde je dosaženo podmínky plasticity (Failure points) (červeně), body s vyloučeným tahem (Tension cut-off points) (bíle)

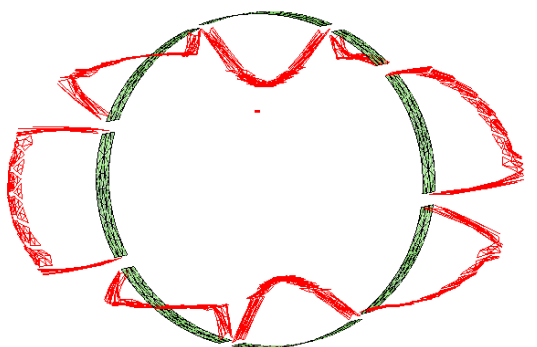
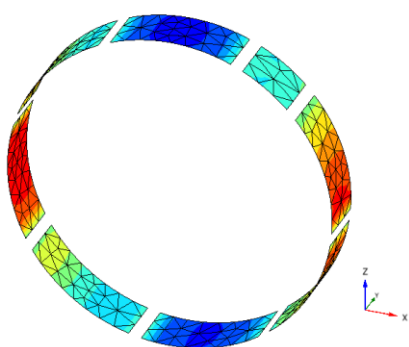
26.3 Případ 11: Oddělené segmenty (3D) – uspořádání 2

Tento numerický model se od předchozího (Případ 10) liší pouze rozdílným uspořádáním podélných spojů v rámci prstence ostění. Proběhla rotace prstence Případu 10 o úhel odpovídající délce poloviny běžného segmentu po směru hodinových ručiček.

Ve 2D výpočtech toto uspořádání posuzováno nebylo. Velikost ohybového momentu na prstenci ostění bude ale důležitá pro porovnání namáhání ostění v případě neprůběžného podélného spoje.



Obr. 463: Příklad 11 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{max,11} = 0,06432$ m)

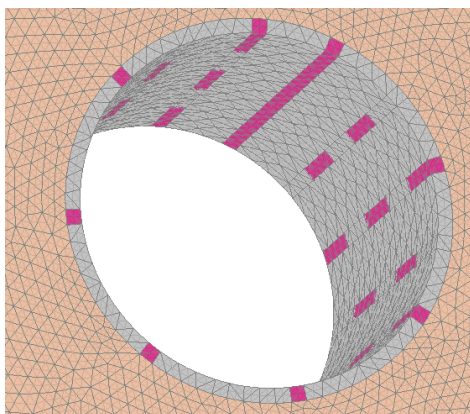
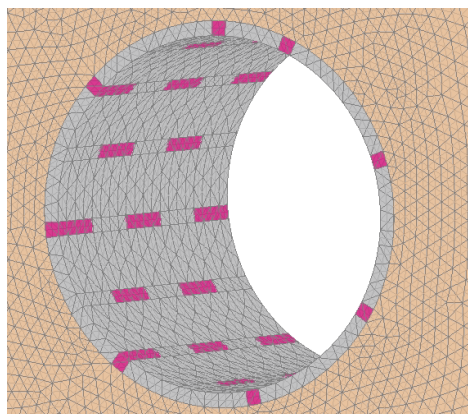


Obr. 464: Příklad 11 – průběh ohybového momentu ($M_{min,11} = -440$ kNm, $M_{max,11} = 579$ kNm)

V porovnání s Případem 10, je zde patrný určitý nárůst ohybových momentů. Ten je způsoben tím, že má Příklad 11 z hlediska ohybového namáhání nepříznivější uspořádání podélných spojů po obvodu prstence ostění.

26.4 Příklad 12: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{inter,12} = 0,01$

Tento numerický model představuje první limitní případ, kdy je modelováno pět prstenců ostění délky 2,0 m s neprůběžným podélným spojem (kombinace uspořádání Příklad 10 a Příklad 11) (viz Obr. 465) bez vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců ostění.



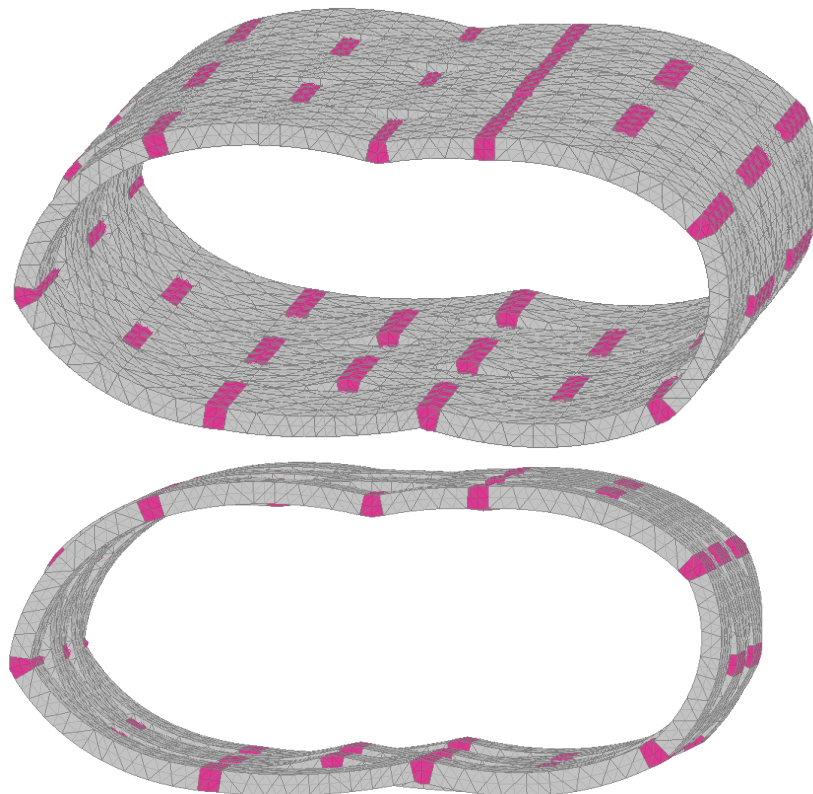
Obr. 465: Uspořádání ostění s neprůběžným podélným spojem

Na Obr. 465 vpravo je vidět jeden staticky průběžný podélný spoj. V případě uspořádání „x + 1(1/2)“ se tomuto jevu bohužel nelze vyhnout.

Oddělení sousedících prstenců ostění je provedeno pomocí kontaktních prvků interface. K faktickému oddělení nedojde, protože se jedná o MKP. Jednotlivé uzly konečných prvků sousedních prstenců jsou zdvojeny a spojeny normálovými a smykovými pružinami

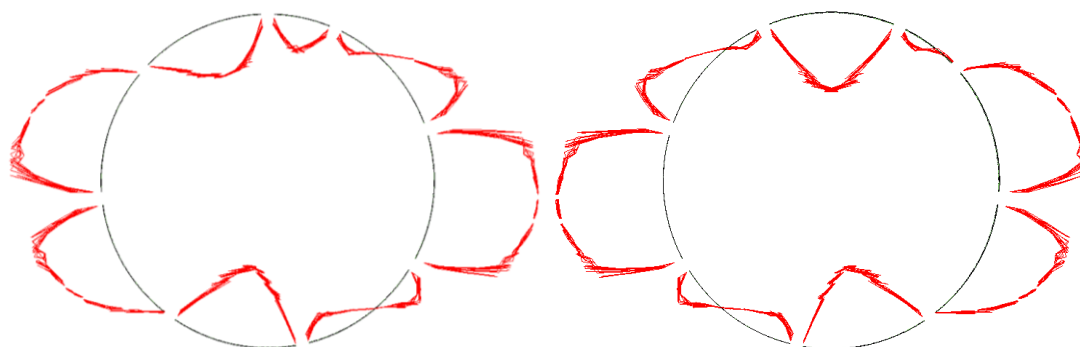
prvky jejichž přetvárné a pevnostní parametry jsou v tomto případě maximálně redukovány parametrem $R_{\text{inter},12} = 0,01$.

Na základě výsledků výpočtu a deformovaného tvaru konstrukce (viz Obr. 466) je zřejmé, že se sousední prstence ostění povedlo oddělit a vzájemné interakci je bráněno.

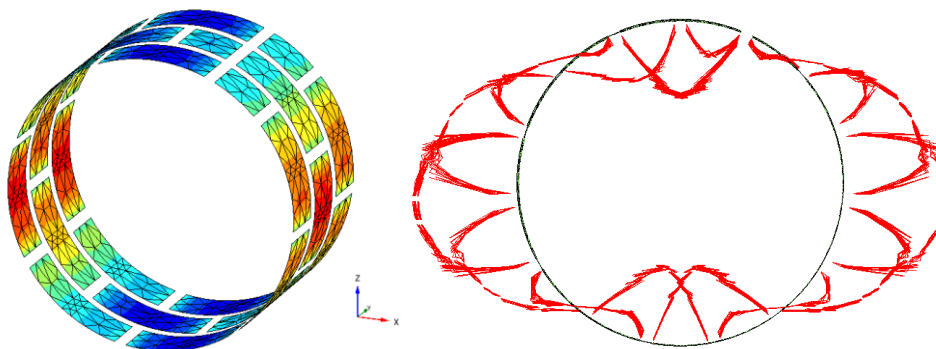


Obr. 466: Příklad 12 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\text{max},12} = 0,06435 \text{ m}$)

Průběh ohybových momentů je znázorněn pro jednotlivé typy uspořádání na Obr. 467. Obr. 468 ukazuje obvodové ohybové momenty jako izoplochy.

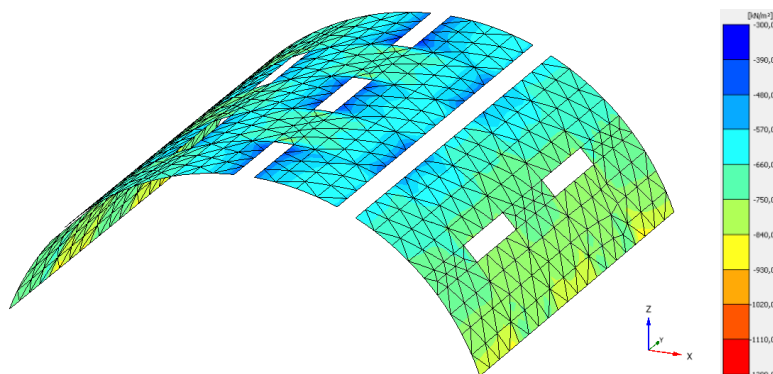


Obr. 467: Příklad 12 – průběh ohybového momentu – vlevo prstenec 1 ($M_{\text{min},12,1} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\text{max},12,1} = 625 \text{ kNm}$); vpravo prstenec 2 ($M_{\text{min},12,2} = -472 \text{ kNm}$, $M_{\text{max},12,2} = 644 \text{ kNm}$)



Obr. 468: Příklad 12 – vlevo izoplochami znázorněný ohybový moment; vpravo obálka ohybových momentů ($M_{\min,12} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\max,12} = 644 \text{ kNm}$)

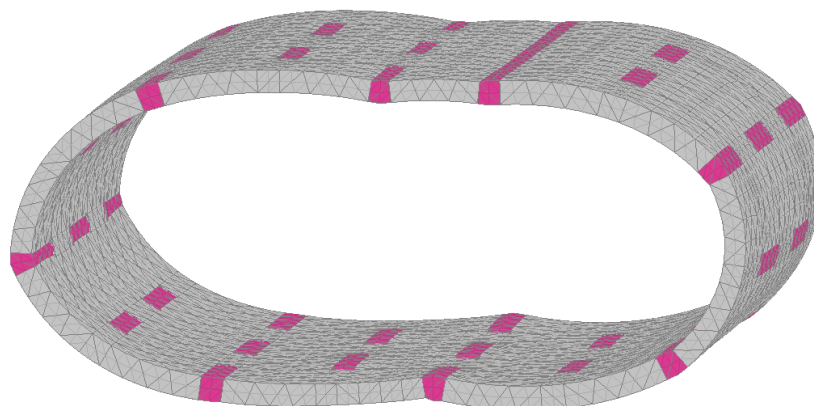
Opět je možno tvrdit, že při porovnání výsledků se souvislým tunelovým ostěním (Příklad 9) je dosaženo větších maximálních deformací ($u_{\max,9} = 0,05682 \text{ m} \rightarrow u_{\max,12} = 0,06435 \text{ m}$) a poklesu ohybových momentů ($M_{\min,9} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,9} = 757 \text{ kNm} \rightarrow M_{\min,12} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\max,12} = 644 \text{ kNm}$). I když spolu sousední prstence v příčných spojích vzájemně nespolutřou, horninový masiv působí stále jako kontinuum. Tubus ostění má díky neprůběžnému podélnému spoji z globálního hlediska vyšší ohybovou tuhost, tudíž dochází k nárůstu ohybových momentů v porovnání s případy (Příklad 10 a Příklad 11), kdy je modelován podélný spoj jako průběžný ($M_{\min,10} = -420 \text{ kNm}$, $M_{\max,10} = 574 \text{ kNm}$, $M_{\min,11} = -440 \text{ kNm}$, $M_{\max,11} = 579 \text{ kNm} \rightarrow M_{\min,12} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\max,12} = 644 \text{ kNm}$). Při neprůběžném podélném spoji je zatížení, kterým působí horninový masiv například ve vrcholu klenby koncentrováno do sousedních prstenců ostění, kde se nenachází podélný spoj. Dochází k vytvoření malých horninových kleneb. Ke stejnému závěru dospěl též Arnau a Molins (2012). Tento efekt je názorně vidět na průběhu tlakového kontaktního napětí působícího na segmentové ostění (viz Obr. 469).



Obr. 469: Příklad 12 – kontaktní napětí na části ostění (místa podélných spojů nevykreslena)

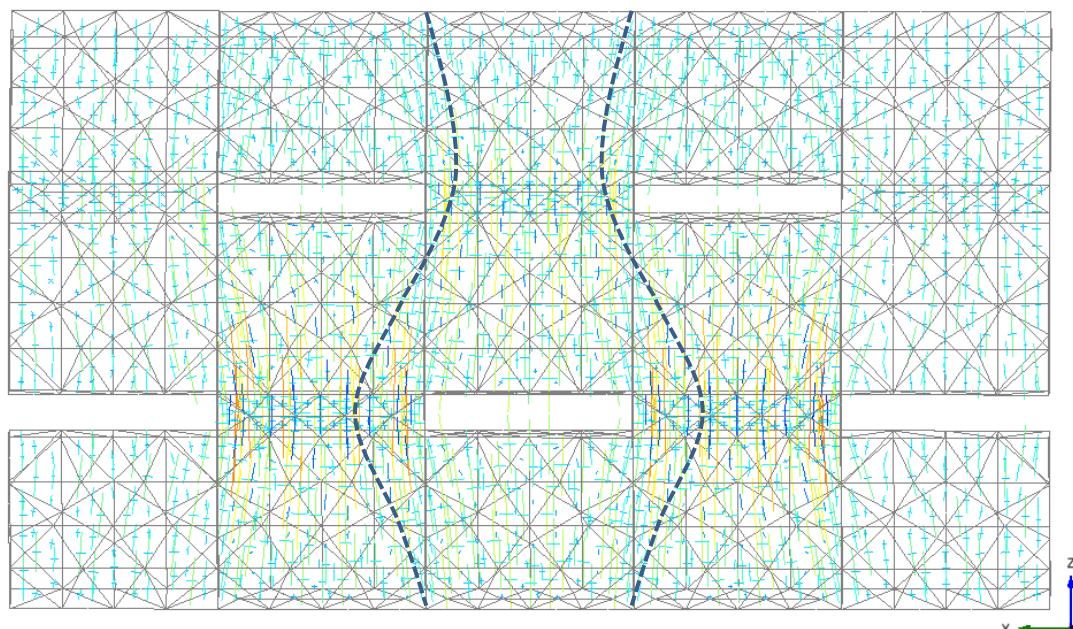
26.5 Příklad 13: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{\text{inter},13} = 1,00$

Numerický model 13 představuje obdobnou konstrukci s neprůběžnými podélnými spoji jako Příklad 12 s tím rozdílem, že je ostění v místech příčných spár tuze propojeno. Jedná se o druhý limitní případ spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění. Reálně by mohl nastat při působení velice vysokých sil štitových lisů vyvolávajících v příčném spoji velké vzájemné třecí síly, nebo v případě velmi tuhých a únosných smykových spojovacích prvků. Vyzkoušeny byly obě možnosti bez zavedení kontaktního prvku a s kontaktním prvkem bez redukce tuhosti a pevnosti $R_{\text{inter},13} = 1,00$. Výsledky namáhání ostění se téměř neliší.



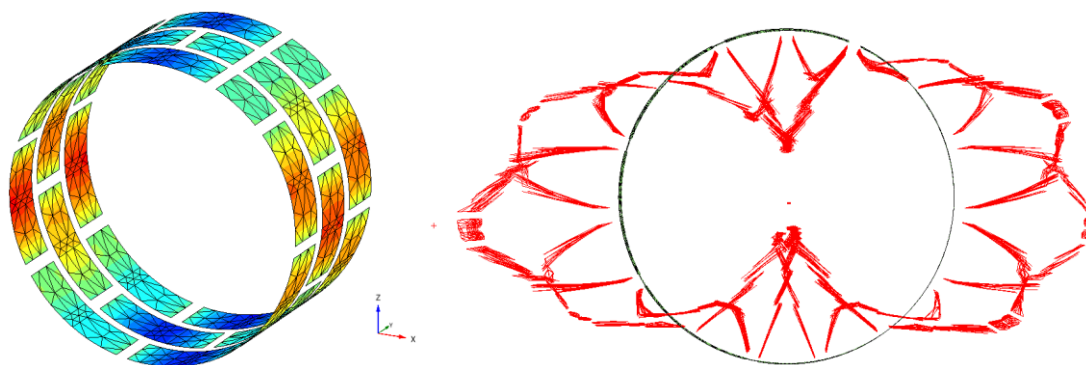
Obr. 470: Příklad 13 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{max,13} = 0,06108$ m)

Tento numerický model si lze představit jako souvislé ostění, které je oslabeno vloženým poddajným materiálem v místech podélných spojů, nebo jako ostění „perforované“. Při namáhání tubusu ostění zatížením od horninového masivu dochází ke značné koncentraci a přetékání namáhání kolem míst podélných spojů (viz Obr. 471). Důsledkem jsou vysoké hodnoty ohybových momentů na ostění (viz Obr. 472).



Obr. 471: Příklad 13 – směry a koncentrace hlavních napětí v levé boční stěně ostění (oblasti podélných spojů pro přehlednost nezobrazovány)

Pokud by se v reálném případě situace blížila tomuto výpočtu, došlo by v místech koncentrace napětí pravděpodobně k vytvoření trhliny a následné redistribuci namáhání. Tento efekt potvrzují experimentální zatěžovací zkoušky, jejichž výsledky jsou detailně popsány v kapitole 22.1.4 3D chování segmentového ostění. Viz Obr. 279.



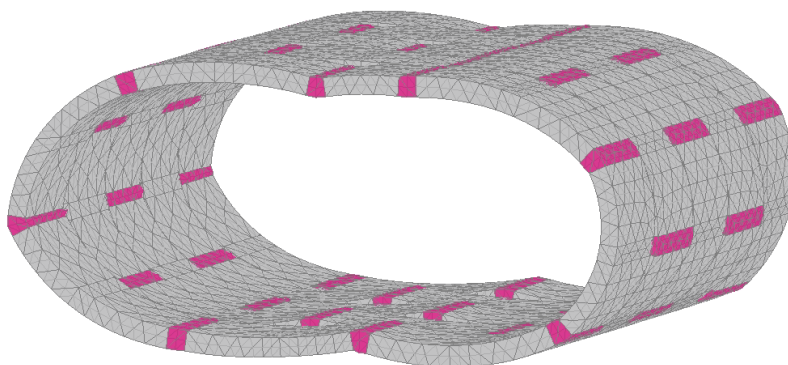
Obr. 472: Příklad 13 – vlevo izoplochami znázorněný ohybový moment; vpravo obálka ohybových momentů ($M_{\min,13} = -824 \text{ kNm}$, $M_{\max,13} = 959 \text{ kNm}$)

Při porovnání výsledků se souvislým ostěním (Příklad 9) lze sledovat nárůst maximální deformace ($u_{\max,9} = 0,05682 \text{ m} \rightarrow u_{\max,13} = 0,06108 \text{ m}$) i nárůst ohybového namáhání ostění ($M_{\min,9} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,9} = 757 \text{ kNm} \rightarrow M_{\min,13} = -824 \text{ kNm}$, $M_{\max,13} = 959 \text{ kNm}$).

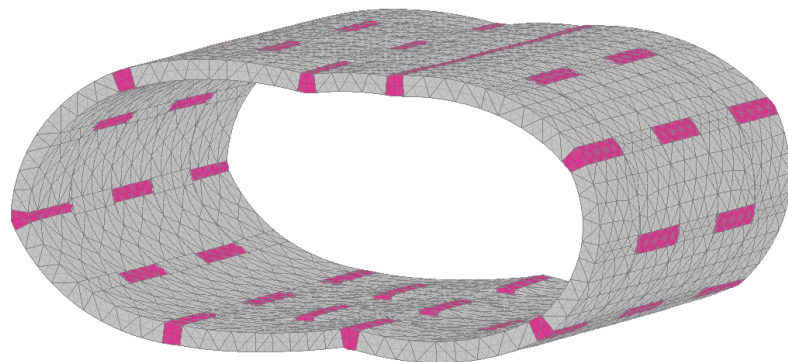
26.6 Příklad 14-16: Neprůběžný podélný spoj (3D) – $R_{\text{inter},14-16} = 0,25-0,75$

Následující tři výpočty simulují situaci mezi předchozími limitními případy (Příklad 12 a Příklad 13). Spolupůsobení mezi sousedními prstenci segmentového ostění je postupně zvyšováno redukčním parametrem kontaktního prvku. Uvažovány jsou následující tři hodnoty: $R_{\text{inter},14} = 0,25$, $R_{\text{inter},15} = 0,50$ a $R_{\text{inter},16} = 0,75$. Konkrétní hodnota tohoto parametru, spolu s odpovídajícími charakteristikami kontaktního prvku, by měly být voleny v závislosti na reálném uspořádání příčného spoje, na použitých spojovacích prostředcích, působících reálných silách štítových lisů apod.

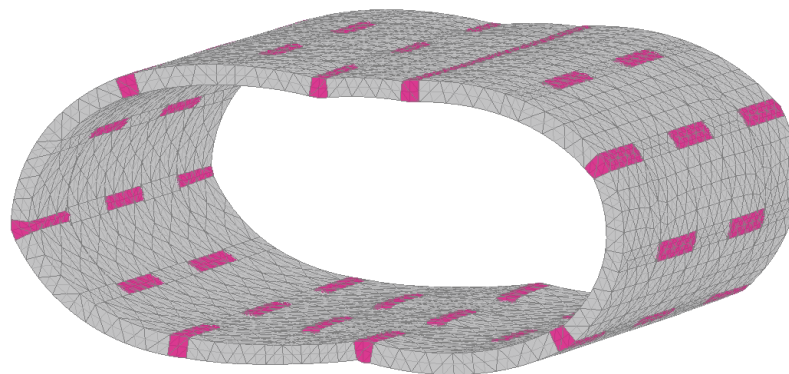
Na Obr. 473, Obr. 474 a Obr. 475 je vidět deformovaný tvar ostění a na Obr. 476 a Obr. 477 izoplochy ohybových momentů.



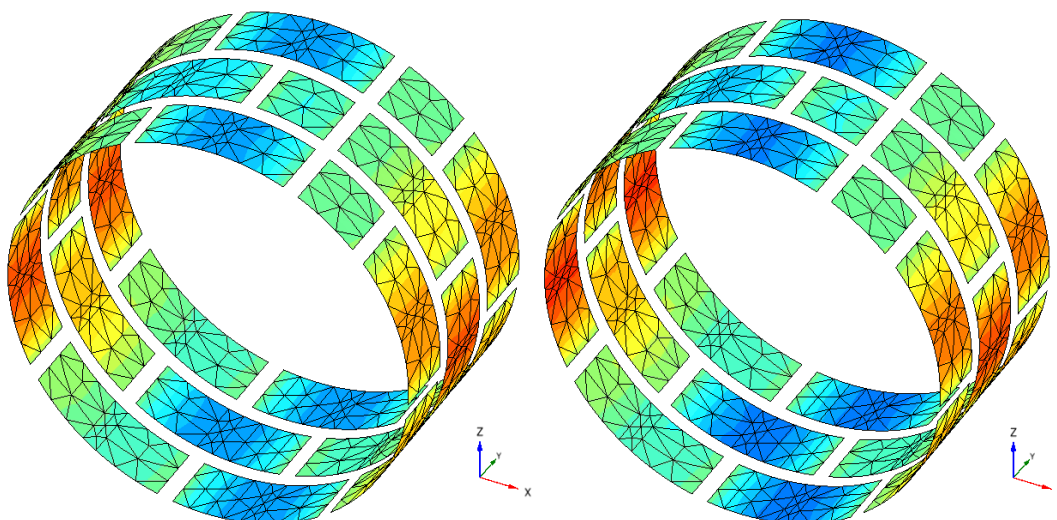
Obr. 473: Příklad 14 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,14} = 0,06282 \text{ m}$)



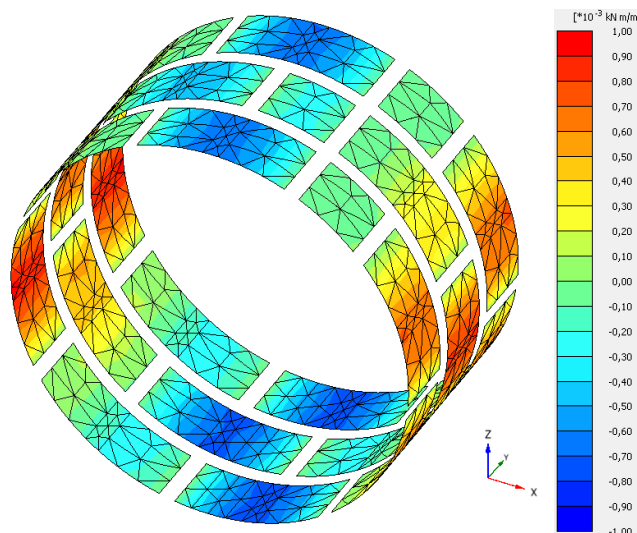
Obr. 474: Příklad 15 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,15} = 0,06194 \text{ m}$)



Obr. 475: Příklad 16 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{max,16} = 0,06142$ m)



Obr. 476: Průběh ohybového momentu – vlevo Příklad 14 ($M_{min,14} = -607$ kNm, $M_{max,14} = 780$ kNm); vpravo Příklad 15 ($M_{min,15} = -708$ kNm, $M_{max,15} = 869$ kNm)



Obr. 477: Průběh ohybového momentu Příklad 16 ($M_{min,16} = -781$ kNm, $M_{max,16} = 925$ kNm)

Opět je vidět, že s rostoucí mírou spolupůsobení sousedních prstenců klesá maximální deformace ostění ale roste ohybový moment.

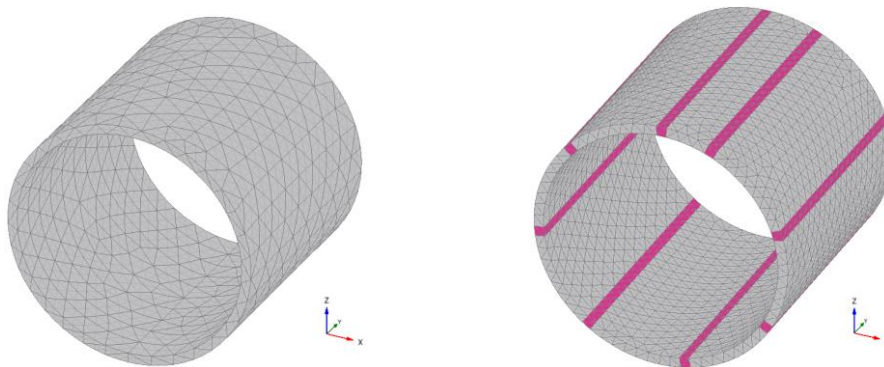
26.7 Vyhodnocení vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění

Úkolem této parametrické studie je ukázat, jaký má na namáhání a deformace segmentového ostění vliv rozdílné uspořádání podélných spojů v podélném směru po délce tunelu (neprůběžnost podélné spáry) a jak ovlivní vnitřní síly zavedení spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění. V Tab. 12 jsou porovnány extrémy vnitřních sil a maximální deformace ostění pro jednotlivé numerické modely analyzované v této kapitole. Pro přehlednost jsou všechny hodnoty procentuálně vztaženy k Případu 9, který představuje souvislé tunelové ostění, bez zavedení vlivu podélných a příčných spojů.

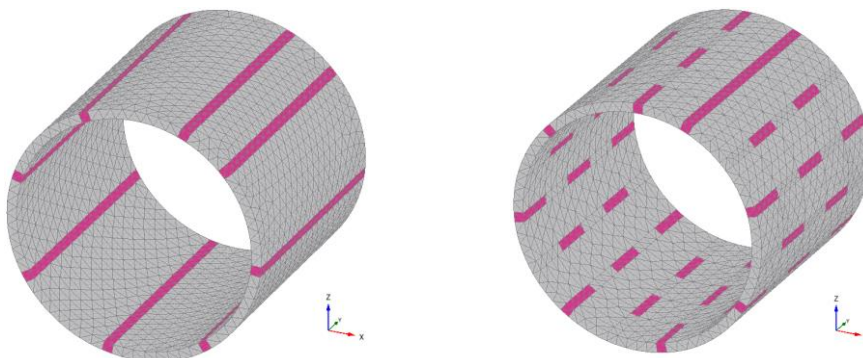
Tab. 12: Porovnání sledovaných veličin při stanovení vlivu spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění (poměrné veličiny vztaženy k Případu 9) (M_{min} = ohybový moment ve spodní klenbě, M_{max} = ohybový moment na bocích tunelové trouby)

Sledovaná veličina		Příklad							
		9	10	11	12	14	15	16	13
		Spojité ostění	Průběžný 1	Průběžný 2	R_{int} 0,01	R_{int} 0,25	R_{int} 0,50	R_{int} 0,75	R_{int} 1,00
M_{min}	[kNm]	-740	-420	-440	-484	-607	-708	-781	-824
		100 %	57 %	59 %	65 %	82 %	96 %	106 %	114 %
M_{max}	[kNm]	757	574	579	644	780	869	925	959
		100 %	75 %	76 %	85 %	103 %	115 %	122 %	127 %
u_{max}	[mm]	56,82	64,52	64,32	64,35	62,82	61,94	61,42	61,08
		100 %	114 %	113 %	113 %	111 %	109 %	108 %	107 %

Na Obr. 478 a Obr. 479 jsou připomenuta jednotlivá výpočetní schémata.



Obr. 478: Vlevo tunelové ostění pro Případ 9; vpravo tunelové ostění pro Případ 10



Obr. 479: Vlevo tunelové ostění pro Případ 11; vpravo tunelové ostění pro Případ 12-16

Při porovnání maximálních deformací ostění jsou rozdíly pro jednotlivé případy kolem 10 %. To lze považovat za téměř zanedbatelný rozdíl. Stejně tak jsou minimální difference i mezi hodnotami maximálního sedání nadloží.

Větší rozdíly jsou ale patrné při porovnání hodnot vnitřních sil. Minimálního ohybového momentu je dosaženo v případě ostění s průběžnými podélnými spoji (Případ 10 a Případ 11), kdy je ohybová tuhost ostění nejmenší a větší část nevyrovnaných sil po provedení výrubu přenesena horninový masiv. Při neprůběžném podélném spoji a neuvažování spolupůsobení sousedních prstenců ostění (Případ 12) dochází k malému nárůstu ohybových momentů oproti případům s průběžným podélným spojem (Případ 10 a Případ 11) způsobených větší globální ohybovou tuhostí tubusu ostění. Při zvyšování vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění, až do hodnoty tuhého spojení (Případ 13-16), dochází k poklesu deformací a nárůstu vnitřních sil. V případě tuhého spojení sousedních prstenců dochází dokonce k překročení referenčního namáhání spojitěho ostění. Otázkou ale zůstává, zda při takovémto namáhání nedojde k překročení kapacity průřezu, vzniku trhlin, lokálnímu snížení tuhosti, redistribuci ohybového namáhání a tím snížení daného ohybového momentu.

Co se týká velikosti normálové síly, tak ta je opět minimální v případě ostění modelovaného s průběžnou podélnou spárou. Naopak případy, kdy je podélný spoj neprůběžný, generují větší normálovou sílu (v řádu do deseti procent) než spojitěho ostění bez vlivu spojů.

Na závěr je nutné zdůraznit, že výše uvedené výsledky představují vyhodnocení pouze jedné úlohy bez zohlednění vlivu postupu ražby a tím nerovnoměrného zatížení ostění v podélném směru, které vliv spolupůsobení sousedních prstenců ostění ještě umocňuje. Při jiných vstupních údajích, jako je například poměr svislé a vodorovné primární napjatosti, průměr tunelu, tloušťka ostění, počet podélných spojů po obvodu prstence, při jiné tuhosti horninového masivu apod. mohou být výstupy odlišné.

Zajímavostí je, že jeden 3D výpočet s neprůběžným podélným spojem a určitým spolupůsobením v příčném spoji trval programu PLAXIS 3D na osmijádrové výpočetní sestavě přibližně 80 minut.

26.7.1 Porovnání výstupů se srovnatelnými studiemi

Pro obdobné zadání, jako je uvažováno v této kapitole, je možné konstatovat, že bylo dosaženo dobré shody se závěry a výpočty, které provedl *Do (2014)*, *Blom (2002a)*, *Arnau a Molins (2012)* a *Klappers a kol. (2006)*. Detailní popis jednotlivých experimentů a výpočtů obsahuje kapitola 22.1.4 3D chování segmentového ostění.

Poměr extrémů ohybových momentů je pro Případ 13 (tuhé spojení mezi sousedními prstenci)/Případ 12 (bez interakce sousedních prstenců) = $-824/-484 = 1,7$; $959/644 = 1,5$.

Do (2014) porovnává jednotlivé konfigurace a typy uspořádání segmentového ostění. Poměr extrémů ohybových momentů na ostění s neprůběžnými podélnými spoji, které je v příčných spárách vzájemně tuze spojené a izolované vychází **1,28** (kladný ohybový moment) a **1,25** (záporný ohybový moment).

Arnau a Molins (2012) modeloval spolupůsobení sousedních prstenců ostění s neprůběžným podélným spojem přímo, prostřednictvím podélných osových sil simulujících zatížení štítovými lisami a kontaktním prvkem v příčném spoji. Porovnával vliv tuhosti okolního horninového prostředí, nerovnoměrného zatížení ostění (ovalizační složkou) a velikosti sil štítových lisů na namáhání ostění. Ve výsledcích experimentů uvádí, že po zavedení spolupůsobení mezi sousedními prstenci se deformace ostění vůči izolovanému prstenci ostění zmenšuje ale naopak ohybové momenty výrazně rostou v závislosti na konkrétní konfiguraci vstupních údajů (tuhost horninového prostředí, velikost působících sil štítových lisů, ohybová tuhost prstence ostění, tuhost podélných spojů, poměr svislého a vodorovného zatížení ostění).

Pro dané vstupní parametry uvádí nárůst ohybového momentu v ostění vlivem spolupůsobení sousedních prstenců ostění cca **1,5** krát oproti izolovanému prstenci ostění. Tento nárůst může mít za následek vznik trhlin v ostění a pokles tuhosti spojený se snížením ohybových momentů.

Klappers a kol. (2006) ve své studii, kde porovnává sdružené 2D prutové a 3D skořepinové modely uvádí, že pro získání reálného chování segmentového ostění je uvažování spojů mezi segmenty klíčové. Opět je potvrzen fakt, že v případě uvažování spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění dochází k nárůstu ohybových momentů cca **1,3** až **1,6** krát.

Blom (2002a) odvodil analytický model pro sledování vlivu rozdílné tuhosti příčného spoje. Dospěl k závěru, že s rostoucí tuhostí příčného spoje výrazně narůstá ohybové namáhání ostění (cca **1,3** až **1,8** krát oproti případu s izolovanými prstenci ostění), přičemž deformace ostění se výrazně nemění.

Stejné tendence jeví i výpočty provedené v této disertační práci.

26.7.2 Doporučení pro inženýrskou praxi

Cílem této úlohy bylo zejména demonstrovat oba limitní případy prostorového spolupůsobení segmentového ostění a vliv na ohybové namáhání. Reálné chování a nastavení míry interakce závisí především na konkrétním uspořádání ostění. Mělo by být individuálně odladěno v závislosti na vstupních údajích každého projektu. Skutečné chování se pak může přibližovat buď k jedné, nebo k druhé limitní hodnotě a bude se pravděpodobně měnit v čase vlivem dotvarování použitých materiálů a relaxace osového předpětí tubusu tunelu.

Jak je vidět z výsledků výpočtů vliv neprůběžnosti podélného spoje a spolupůsobení sousedních prstenců ostění lze správně postihnout pouze 3D výpočtem. Při sestavování segmentového ostění je silami štítových lisů v podélném směru do ostění vždy vnášena určitá tlaková síla. Ta způsobí, že i v případě přímých příčných spár a bez použití spojovacích prostředků či smykově tuhého příčného spojení, působí vždy vzájemné tření mezi sousedními prstenci ostění. Otázkou je, jak se tato síla bude měnit v průběhu životnosti tunelu.

V praxi se někdy používá tvrzení, že díky neprůběžné podélné spáře je možné ostění modelovat spojitě a určitým způsobem ohybově změkčeně (například metodou dle Muir-Wooda). Tento postup ale není úplně vhodný. Pokud je zabezpečeno spolupůsobení sousedních prstenců ostění, například typem spoje čep-objímka, mohou být vnitřní síly působící v ostění dokonce větší, než jsou uvažované v tuhém ostění bez spojů. Otázkou je, zda dojde dříve k porušení spojovacích prostředků nebo samotných segmentů.

S určitým procentem spolupůsobení v příčném spoji je nutné vždy počítat. Pokud by byl tento vliv opomenut, mohly by být spočtené vnitřní síly podhodnocené a výpočet na straně nebezpečné.

Nejvyšší nárůst vnitřních sil v ostění s neprůběžnými podélnými spoji vůči izolovanému prstenci ostění je možno pozorovat v případě ohybově měkkého ostění se smykově tuhým uspořádáním příčného spoje, působícího v horninovém prostředí s nízkou tuhostí, zatíženého nerovnoměrným vnějším zatížením a vysokými silami štítových lisů. Při takovéto nepříznivé konfiguraci vstupů je doporučeno provést fyzikálně-nelineární výpočet zohledňující vznik trhlin v samotném ostění. Lineární výpočet by mohl vést na příliš neekonomický návrh ostění.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Do, 2014, s. 141-147); (Arnau a Molins, 2012); (Klappers, a kol., 2006); (Blom, 2002a).

27 Individuální posouzení v místech spojů segmentového ostění

Každý prstenec segmentového ostění je po svém sestavení zatěžován vysokými koncentrovanými silami, především od štítových lisů. Ty mohou způsobit vznik trhlin, poškození i odlomení hrany celého prvku. Ohroženo je působení prvku z hlediska MSP – především rozevření trhlin, kde jako limitní se obvykle z hlediska vodonepropustnosti ostění považuje hodnota 0,2 mm ve stavebním stavu, která se vlivem normálových sil v prstenci ostění postupně zavírá. Významný je i MSÚ, kde je třeba posoudit, že nedojde ke kolapsu prvku rozevřením trhliny na celou tloušťku průřezu, či rozsáhlému drcením betonu pod roznášecími deskami štítových lisů. Kromě návrhu ostění a jeho vyztužení z globálního hlediska na určité kombinace vnitřních sil je velice důležité analyzovat detailní rozložení namáhání v místě působení štítových lisů a v místech spojení sousedních prvků ostění.

Obvykle se ke stanovení koncentrovaných namáhání používají složité numerické modely kontinua. Předběžný návrh lze také provést dle níže uvedených zjednodušených analytických vztahů. K ověření předpokládaného chování bývají často prováděny experimentální zkoušky, kdy je segmentový spoj namáhán až do vyčerpání své únosnosti (viz např. Obr. 480).



Obr. 480: Tlaková zkouška spoje mezi segmenty (Hurt, 2016, s. 39)

27.1 Analytické ověření účinku koncentrovaných tlakových napětí

V případě použití konvenčních detailů styčníků příčných i podélných spár vznikají účinkem vnějších i vnitřních zatížení ostění na styčných plochách tlaková namáhání. V minulosti proběhlo již velké množství laboratorních testů tohoto vlivu. Výsledky ukazují velice vysokou tlakovou únosnost segmentového ostění a dokazují, že postupy znázornění níže na modelu jednoose namáhaném jsou konzervativní a bezpečné. Z hlediska vyztužení segmentů je nezbytné zajistit dostatečné „ovinutí“ prvku v tlačných oblastech.

Posudek, zda kontaktní tlakové síly v příčných i podélných spoích nevyvolají poškození segmentu, může být proveden podle pravidel ČSN EN 1992-1-1, která pojednává o bodovém zatížení betonových prvků.

Prvek je schopný odolávat centrickému tlakovému zatížení, pokud je splněna následující nerovnost (viz Rov. 55):

$$\sigma_d \leq \sigma_{Rd} \leq 3,0 \cdot f_{cd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{A_{c0}} \leq f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd}$$

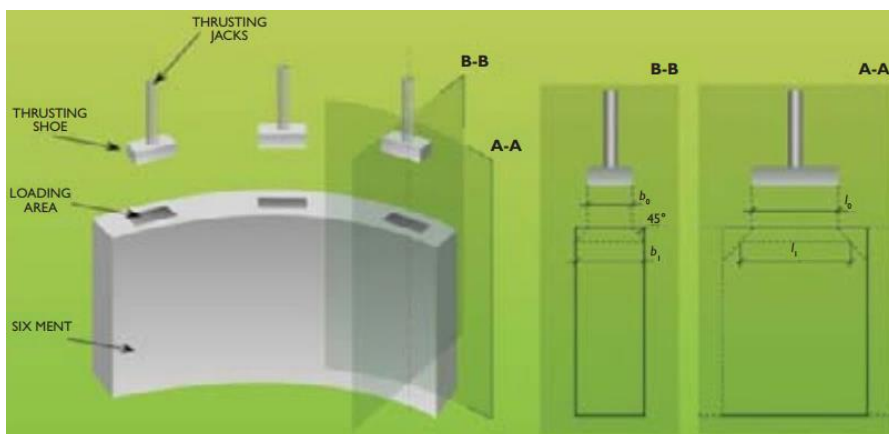
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad A_{c0} = b_0 \cdot l_0 \quad A_{c1} = b_1 \cdot l_1$$

Rov. 55

kde:

- σ_d je maximální účinek tlakového zatížení na styčnou plochu segmentů
- σ_{Rd} je maximální přípustné zatížení, které je schopný segment přenést v závislosti na kvalitě betonu a geometrii prvku
- N_{Ed} je působící síla od štítových lisů
- f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku
- f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku ($\alpha_{cc} = 0,85$; $\gamma_c = 1,35$)

Význam jednotlivých symbolů a definic roznášecích ploch je patrný z Obr. 481.



Obr. 481: Geometrická definice jednotlivých symbolů vstupujících do posouzení segmentu na účinky tlaku štítových lisů (Thrusting jacks – štítové lisy, Thrusting shoe – roznášecí podložka, Loading area – zatěžovací plocha, Segment – segment) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 206)

Při stanovení konkrétních velikostí roznášecích a kontaktních ploch se musí vyjít v případě kombinovaného tlakového a ohybového namáhání ze skutečné excentricity namáhání (viz Obr. 485).

Alternativou k výpočtu naznačenému výše je limitovat hodnotu maximálního tlakového namáhání pomocí velikosti dvou na sebe kolmých příčných přetvoření určitou limitní hodnotou. Předpokladem je homogenní, elastické působení.

Musí být ověřeno, že:

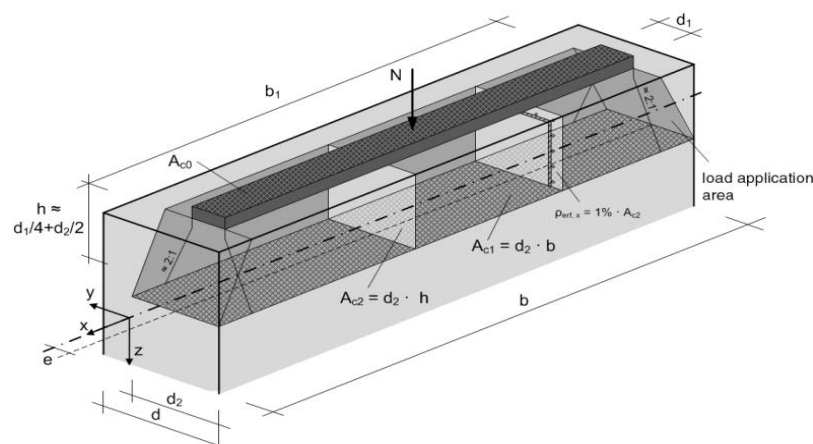
$$\varepsilon_q = \frac{N_{Ed}}{E_c \cdot A_{c1}} \cdot v \leq \frac{0,1 \text{ ‰}}{\gamma_c}$$

Rov. 56

kde:

- N_{Ed} je příčné zatížení betonového styčnicku
- E_c je modul pružnosti použitého betonu
- A_{c1} roznosová plocha uvnitř betonového prvku

- ν je Poissonovo číslo
- γ_c je bezpečnostní součinitel (1,35)



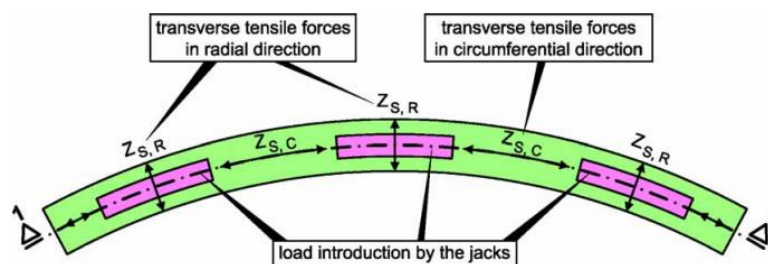
Obr. 482: Schéma působení zatížení od tlakového namáhání s geometrickou definicí roznášecích ploch (Load application area – roznášecí oblast zatížení) (DAUB, 2013, s. 29)

Jak je vidět z Obr. 482, účinek příčných tahů v podélném směru musí být pokryt minimálním vyztužením 1 % z roznášecí plochy A_{c2} .

27.2 Analytické ověření působení tahových napětí

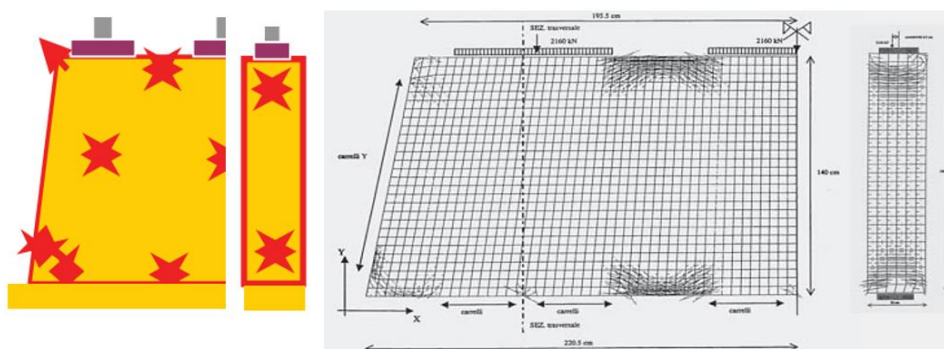
Tlakové namáhání je vždy doprovázeno určitými tahovými silami. V případě ověření velikosti tohoto namáhání je nutné prověřit dva na sebe kolmé směry (viz Obr. 483):

- Radiální směr rovnoběžný s tloušťkou segmentu
- Směr po obvodu segmentu (v jeho střednici)



Obr. 483: Schéma působení tahových napětí při působení štítovými lis (Load introduction by the jacks – působení zatížení štítovými lis, Transverse tensile forces in radial direction – příčné tahové síly v radiálním směru, Transverse tensile forces in circumferential direction – příčné tahové síly v příčném směru) (Wittke, a kol., 2007, s. 365)

Oblasti, kde běžně vznikají rozhodující tahová namáhání, jsou znázorněny na Obr. 484 vlevo spolu s reálnými výsledky z numerického modelu vpravo.



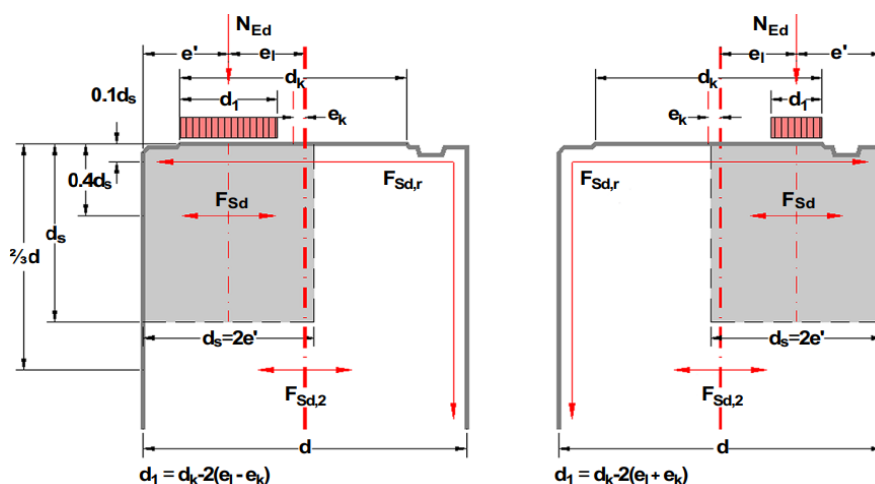
Obr. 484: Potenciální rozložení tahových namáhání v příčném i podélném směru od tlaku štítových lis (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 207, s. 208)

Při excentrickém zatížení, kde $e > d/6$ působí na betonový prvek vnitřní tahové síly F_{Sd} , okrajové tahové síly $F_{Sd,r}$ a sekundární tahové síly $F_{Sd,2}$ (viz Obr. 485). Ověření působení tahových namáhání, které musí být přeneseny adekvátním vyztužením, je provedeno pro kombinaci maximálního normálového zatížení s danou excentricitou a maximální excentricity spolu s konkrétní normálovou silou (viz Rov. 57):

$$F_{Sd} = \frac{1}{4} \cdot N_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right) \quad F_{Sd,r} = N_{Ed} \cdot \left(\frac{e}{d} - \frac{1}{6}\right) \quad F_{Sd,2} \cong 0,3 \cdot F_{Sd,r} \quad \text{Rov. 57}$$

Nutná plocha vyztužení se vypočte dle Rov. 58:

$$req. a_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yk} \cdot \gamma_s} [cm^2/m] \quad \text{Rov. 58}$$



Obr. 485: Přenos excentrického namáhání v příčném směru s vyznačenými tahovými silami (DAUB, 2013, s. 30)

Výsledky těchto vztahů jsou opět velice konzervativní při porovnání s numerickou analýzou například metodou konečných prvků, která mimo jiné umožňuje optimální rozložení a množství potřebné příčné tahové výztuže.

27.3 Ověření možného natočení v podélné spáře

Kromě strukturního ověření chování styčníků musí být stanoveno také maximální natočení v podélné spáře ve směru do horninového masivu i směru opačném. Toto posouzení se nejčastěji provádí s pomocí numerických modelů kontinua. Hodnota natočení by měla být dána do souvislosti s konkrétním tvarem spáry a kompatibilitou segmentového těsnění.

27.4 Posouzení spojovacích prostředků

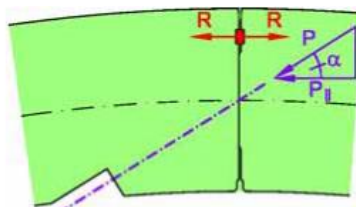
V kapitole 16.1 *Spojovací prostředky mezi segmenty* je detailně popsán princip dočasného spojování jednotlivých segmentů. Hlavním důvodem je udržet předpětí těsnících profilů a zajistit polohovou stálost sestavovaného prstence v průběhu montáže.

Vratná síla, která vznikne předpětí těsnění, musí být přenesena spojovacími prvky. Stanovená únosnost spojovacího prvku bývá z hlediska bezpečnosti obvykle 1,5krát zvětšena. V žádném případě ale nesmí překročit mez porušení použitého materiálu. Níže (viz Rov. 59) je uveden příklad pro posouzení spojovacích prostředků v příčném spoji (viz Obr. 486). Analogicky lze posoudit spojovací prvky i v podélném spoji.

$$P \geq 1,5 \cdot \frac{l \cdot R}{n \cdot \cos \alpha} \quad \text{Rov. 59}$$

kde:

- P je únosnost spojovacího prvku [kN]
- l je obvod prstence ostění [m]
- R je vratná síla vyvozená těsněním [kN/m]
- n je počet spojovacích prvků po obvodu prstence [–]
- α je úhel náklony spojovacího prostředku



Obr. 486: Stanovení velikosti předpínací síly spojovacích prvků (Wittke, a kol., 2007, s. 374)

Pozornost by měla být také věnována prostoru kolem hlavy šrouby, aby vlivem koncentrovaného tlakového namáhání od roznášecí podložky nedošlo k porušení betonu niky. Obecně by oblast kolem spojovacích prostředků měla být vždy řádně vyztužena.

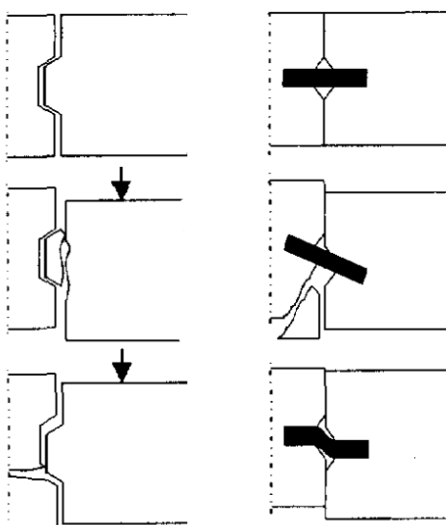
27.5 Posouzení smykové kapacity spoje

Podélný spoj je nejčastěji řešen jako spoj s přímými kontaktními plochami a spojením pomocí dočasných spojovacích prvků. V případě smykového působení je pak smyková únosnost spoje dána třecím odporem vyvolaným normálovými silami v prstenci ostění. Podle ČSN EN 1992-1-1 (pro hladké povrchy) lze uvažovat statický součinitel tření mezi dvěma betonovými povrchy hodnotou $\mu = 0,5$.

$$\eta \cdot \frac{V}{N} \leq 0,5$$

Pro běžné zatěžovací stavy by měl být součinitel bezpečnosti $\eta \geq 2$.

V případě příčného spoje mezi sousedními prstenci ostění je situace složitější, protože není neobvyklé použití určitých trvalých spojovacích prostředků (plastové kolíky) nebo tvarovaného povrchu spoje (pero a drážka, betonové čepy apod.). Základní módy porušení jsou vidět na Obr. 487. Porušení může nastat buď odštípnutím hrany betonu, nebo poškozením spojovacího prvku. De Waal (1999) ukazuje zjednodušené analytické vztahy pro posouzení tohoto účinku. V současné době jsou ale tyto posudky obvykle zpracovávány pomocí numerických modelů kontinua.



Obr. 487: Příklad porušení příčného spoje – vlevo spoj na pero a drážku, vpravo spojovací kolík (De Waal, 1999, s. 145)

V případě spojovacích kolíků je velice důležité dát do souladu ohybovou tuhost spojovacího kolíku s jeho pevností (Obr. 184 vpravo dole) a s odolností betonu proti odštípnutí (Obr. 184 vpravo uprostřed). Jedině tak, lze dosáhnout optimální smykové únosnosti příčného spoje. Problém s vloženými tuhými prvky může také nastat v případě, kdy je ostění zatěžováno injektážním talem a má tendenci vyplavávat. Pak je toto zatížení velkou měrou přenášeno právě přes tyto spojovací prvky do sousedních prstenců ostění, kde je již injektážní hmota vytvrdnutá. Další významné zatížení spojovacích prvků v příčných spojích může nastat, pokud štít prochází oblouky o malém poloměru. Štítové síly pak vyvíjejí vysokou složku příčné reakce, která musí být do ostění opět přenesena přes spojovací prvky v příčných spoích.

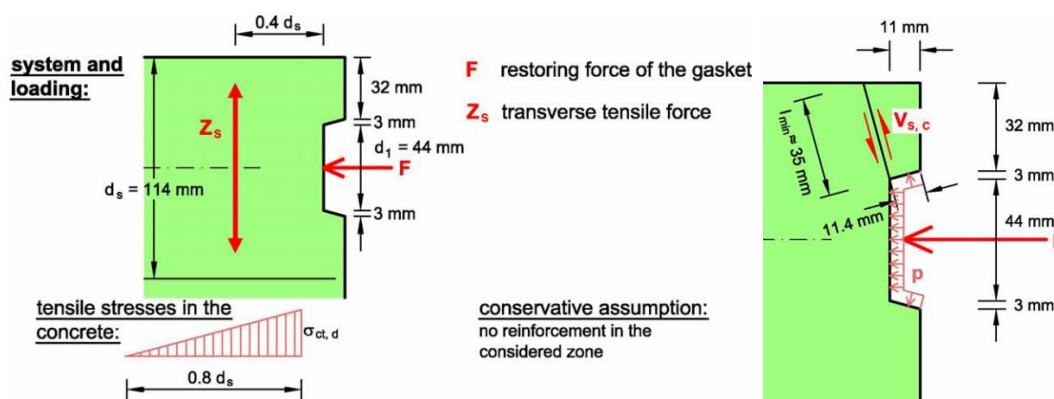
27.6 Zatížení ostění vratnými silami od tunelového těsnění

Aby bylo těsnění funkční, musí do něj být vnesená určitá normálová síla. Těsnění pak vratnými silami působí na vlastní segment. Vlivem tahových napětí může dojít k rozšípnutí betonu kolem drážky pro těsnění (viz Obr. 488 vlevo). Zároveň musí být ověřeno, že nedojde ke smykovému porušení (viz Obr. 488 vpravo). Přibližnou hodnotu tahové síly je možno určit na základě vzorce uvedeného níže (viz Rov. 60). Tuto sílu je poté nutno přepočíst dle idealizovaného trojúhelníkového průběhu na tahové napětí, a to porovnat s tahovou pevností prostého betonu.

$$Z_{s,d} = \gamma_G \cdot 0,25 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right)$$

Rov. 60

V případě posudku smykového namáhání je potřeba účinek síly F přepočítat na spojitě rovnoměrné zatížení p . Z tohoto zatížení se spočte síla $V_{s,c}$, kterou je třeba porovnat se smykovou odolností prostého betonu.



Obr. 488: Detail spoje mezi segmenty ostění pro ověření tahových napětí pod drážkou pro těsnění (System and loading – schéma a zatížení, Tensile stress in the concrete – tahové napětí v betonu, Conservative assumption no reinforcement in the considered zone – konzervativní předpoklad žádná výztuž v uvažované oblasti, Restoring force of gasket – vratná síla od segmentového těsnění, Transverse tensile force – příčná tahová síla) (Wittke, a kol., 2007, s. 371)

Kvůli krytí není možné toto namáhání obvykle pokrýt betonářskou výztuží. Tahová napětí od vratných sil musí přenést nevyztužený beton nebo případně drátkobeton.

Posouzen by měl být také případ, kdy je při tažených vnějších vláknech tunelového ostění otevírán podélný spoj na strany dovnitř tunelu. V této chvíli dochází ještě k většímu stlačení segmentového těsnění a tím i většímu riziku poruchy ostění.

Dle (Fabozzi, 2017, s. 5) má namáhání způsobené těsněním na chování podélného spoje jako celku a jeho rotační tuhost pouze cca 4% podíl.

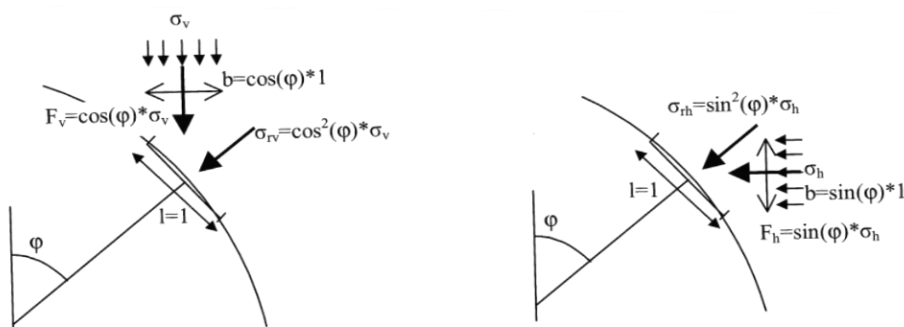
Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 205-206); (DAUB, 2013, s. 26-30); (Wittke, a kol., 2007, s. 359-367, s. 371-376); (Blom, 2002a, APPENDIX D); (De Waal, 1999, s. 133, s. 144- 150); (A.F.T.E.S., 1999, s. 28-29).

28 Specifika modelování (nejen) segmentového ostění

V této kapitole jsou uvedena určitá specifika a zvláštnosti v modelování (segmentového) ostění jako například vliv tečné složky zatížení, fyzikálně nelineární výpočet nebo například lokální ztráta stability ostění.

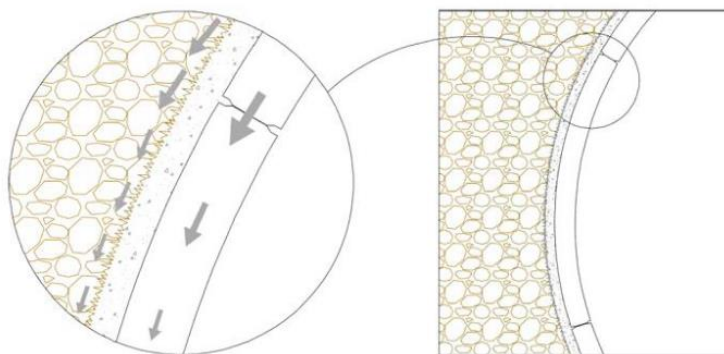
28.1 Tečná složka zatížení

Zatížení zemním tlakem lze v obecném případě rozložit do složky vertikální (dané vlastní tíhou horninového masivu) a horizontální (získané zjednodušeně z vertikální, násobným součinitelem bočního tlaku). Tyto dvě složky namáhání ostění lze transformovat vzhledem k ostění na radiální a tangenciální.



Obr. 489: Transformace zatížení na ostění (Blom, 2002a, s. 62)

O působnosti radiální složky není pochyb. Aby byla aktivována tečná složka zatížení, musí být zajištěno dostatečné tření mezi ostěním a horninovým masivem, respektive mezi ostěním, injektáží a masivem. Míra přenosu tangenciálních sil závisí také na vlastnostech okolního horninového masivu, injektáže a povrchu ostění. Otázkou je, v jaké míře k tomuto tření dojde, či zda vůbec. V počátečním tekutém stavu injektážní směsi k žádnému tření nedochází. V průběhu tvrdnutí radiální zatížení již plnou měrou působí a tečné síly mohou postupně růst, až dojde k jejich ustálení (viz Obr. 490). Je evidentní, že tento vliv může ovlivnit rozložení napětí po průřezu segmentového ostění a tím i průběh vnitřních sil.



Obr. 490: Proces přenosu tečných sil ze segmentového ostění (Fabozzi, 2017, s. 61)

Pokud by bylo uvažováno plné tangenciální zatížení (u prutového modelu spolu s tangenciálními podporami) byl by návrh ostění nerealistický a velice nevhodný. Na druhé straně jsou z praxe známy případy, kdy zanedbání tohoto vlivu vedlo k poškození, či kolapsu ostění. Bezpečné je, po dohodě s geologem stavby, uvažování určité části tangenciálního zatížení.

Pozn.: V případě konvenčního způsobu tunelování, kdy je mezi sekundární ostění a vrstvou primárního ostění vložena mezilehlá izolace se s tečným zatížením běžně nepočítá.

28.2 Problém lokální ztráty stability ostění

Ostění podzemních staveb je díky svému kruhovému profilu namáháno obvykle vysokými normálovými silami. Jestliže je toto namáhání navíc doprovázeno vznikem ohybových momentů, hrozí v některých případech lokální ztráta stability segmentového ostění. Nesprávně provedená výplňová injektáž tento problém ještě umocňuje.

Maximální hodnota rovnoměrného tlaku dle Eulerova ($N = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2}$) v ostění před dosažením lokální nestability je závislá na ohybové tuhosti ostění, jeho poloměru a je dána následujícím vzorcem (viz Rov. 61), který je odvozen ze vzpěrné délky čtvrtiny obvodu ostění ($l = \pi r/2$). Z tohoto vzorce lze odvodit minimální tloušťku ostění, aby nebyla ohrožena stabilita ostění.

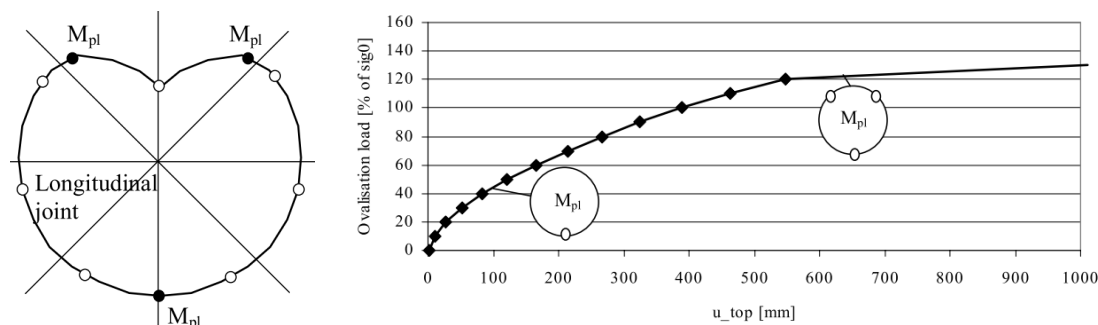
$$\sigma_{0,max} = \frac{1}{4} \cdot \frac{E_{c,red} \cdot d^3}{r^3} \quad \text{Rov. 61}$$

Výše je použit modul pružnosti redukováný vlivem podélných spojů mezi jednotlivými segmenty. Je možné dle počtu spojů mezi segmenty upravit vzpěrnou délku a vzorec upravit. V případě, že má prstenec devět segmentů, je vzpěrná délka jedna devítina obvodu ostění a maximální tlakové namáhání je dáno tímto vztahem (viz Rov. 62):

$$\sigma_{0,max} = \frac{5}{3} \cdot \frac{E_{c,red} \cdot d^3}{r^3} \quad \text{Rov. 62}$$

Důležité je upozornit, že rovnice uvedená výše nezohledňuje příznivý efekt působení okolního horninového masivu. Vždy je ale nutné uvažovat nejnepříznivější stav a tím je nepodepřené nebo špatně podepřené ostění v průběhu montáže ostění.

Dalším stabilitním problémem, se kterým je třeba u segmentového ostění počítat je při vysokém ohybovém namáhání vznik plastických kloubů, možná ztráta kinematické stability ostění a vznik pohyblivého mechanismu. Při postupném zatěžování ostění podepřené horninovým masivem (viz Obr. 491) vznikne nejdříve kloub u invertu, poté se objeví dva klouby ve vrcholu klenby a nato dojde ke kolapsu ostění.



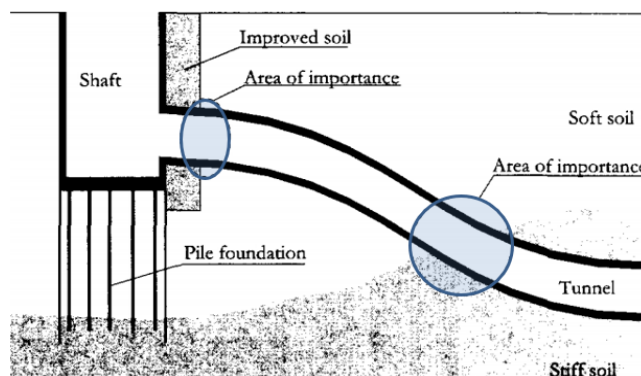
Obr. 491: Vznik mechanismu v ostění vznikem plastických kloubů (Longitudinal joint – podélný spoj, Ovalisation load – ovalizační zatížení) (Blom, 2002a, s. 90, s. 91)

28.1 Nosníkové chování tunelového ostění

Kromě vzájemného lokálního spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění, které je dáno neprůběžností podélné spáry, je rozhodující také globální chování ostění v podélném směru tunelové stavby, kde je působení v příčných spojích také jednou z významných složek.

Ve většině případů protíná osa tunelu více geologických vrstev o různých vlastnostech a tuhostech, mění se výška nadloží, hladina podzemní vody apod. S fenoménem nosníkového chování ostění tunelu se lze ve skutečnosti setkat téměř u každé liniové podzemní

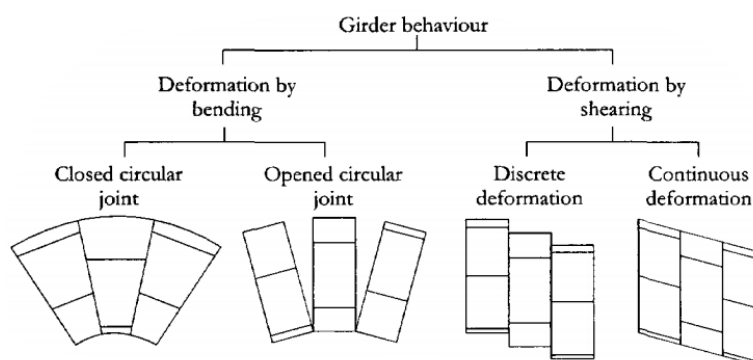
stavby. Nejčastěji, pokud je tunel ražený v pevných horninách a prochází skrze měkkou kupříkladu poruchovou oblast, pokud je terén nad mělce uloženým tunelem vysoce přitížen, nebo pokud je v některém místě změněna skokově tuhost okolního prostředí (například zlepšením v místě portálu, u mezilehlých šachet apod.). To vše způsobuje, že každý individuální příčný řez tunelem je ve skutečnosti zatížen jiným „schématem“ zatížení, má tendenci se rozdílně deformovat, spolupůsobí s okolními prstenci a vznikají v něm rozdílné vnitřní síly.



Obr. 492: Reálné příklady, kdy je třeba s nosníkovým chováním ostění počítat (Shaft – šachta, Improved soil – zemina se zlepšenými vlastnostmi, Area of importance – oblast zájmu, Pile foundation – pilotový základ, Soft soil – měkká zemina, Stiff soil – tuhá zemina, Tunnel – tunel) (De Waal, 1999, s. 60)

Tunel může být ve směru své osy schematicky považován za nosník uložený na pružných podporách. Průřez tohoto fiktivního nosníku je kruhový, odpovídající prstenci ostění. Nosník není homogenní, ale po své délce je rozdělen příčnými spoji mezi prstenci segmentového ostění. Z tohoto důvodu se někdy osovému chování říká „nosníkové chování“ tunelu (anglicky girder behaviour, nebo také beam action of lining). Problém a porušení ostění nastane obvykle z hlediska mezního stavu únosnosti ale především mezního stavu použitelnosti, a to obzvláště limitních hodnot otevření v místech příčných spojení a narušení hydroizolační funkce ostění. Další problém pak může nastat s únosností příčného spoje ve smyku a s případným porušením spojovacích prvků v případě použití spoje pero drážka apod.

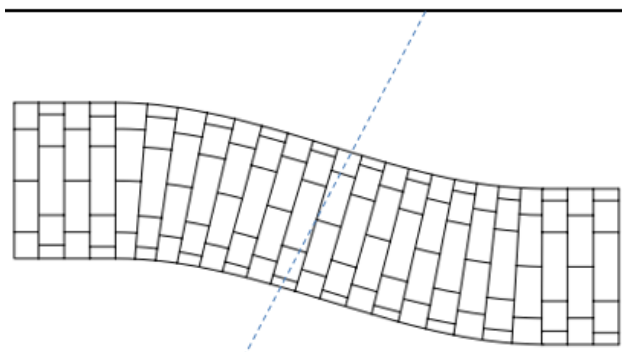
Výsledná deformace ostění v podélném směru je kombinací ohybového a smykového namáhání. Lze rozlišovat mezi čtyřmi základními módy deformace (viz Obr. 493). Při ohybovém namáhání je část deformace přenesena ohybovou tuhostí segmentů ostění (Obr. 493 první zleva), další část pak otevřením příčného spoje (Obr. 493 druhý zleva). Smykové síly pak mohou vyvolat smykovou deformaci prstence ostění (Obr. 493 první zprava) a částečně posun v příčném spoji (Obr. 493 druhý zprava). Jakou měrou budou jednotlivé módy v celkové deformaci zastoupeny a jaké bude vzájemné spolupůsobení mezi sousedními prstenci, závisí především na velikosti působící osově síly (vlivem působení štítových lisů), tvaru a tuhosti spojení v příčných spojích, případně na podélné a smykové tuhosti tubusu segmentového ostění.



Obr. 493: Rozdílné módy deformace ostění v podélném směru (Girder behaviour – nosníkové chování, Deformation by bending – přetvoření od ohybu, Deformation by shearing – přetvoření od smyku, Closed

circular joint – uzavřený příčný spoj, Opened circular joint – otevřený příčný spoj, Discrete deformation – oddělené (diskrétní) přetvoření, Continuous deformation – spojitá deformace) (De Waal, 1999, s. 60)

V současné době je 3D výpočet nejčastěji používanou metodou pro analýzu nosníkového chování tubusu tunelu v podélném směru.



Obr. 494: Zkreslená podélná deformace ostění vlivem rozdílné kvality horninového masivu (Luttikholt, 2007, s. 11)

Možnosti zavedení vlivu příčných spojů do numerického modelu jsou uvedeny v kapitole 22.5 *Zavedení vlivu příčných spojů mezi segmenty*. Více o problematice nosníkového působení tunelu v podélném směru lze nalézt například v (De Waal, 1999, s. 59-78).

Z předchozího textu je jasně patrné, že pouze třídimenzionální model ostění se zavedením příčných a podélných spár, s přesně definovanými okrajovými podmínkami je schopen reálně vystihnout tento složitý problém redistribuce namáhání. Naproti tomu jevy jako relaxace betonu, materiálu spojovacích prvků v příčných spárách, změna osově síly od štítových lisů atd. vnášejí do výpočtu další neznámé a ani nejkomplexnější numerický model není schopen toto vše dokonale postihnout.

28.2 Nelinearity ostění

28.2.1 Fyzikálně nelineární ostění

Pokud to výpočetní program umožňuje, je možné stanovit průběhy vnitřních sil a namáhání prstence ostění na základě fyzikální (materiálové) nelinearity betonového průřezu, kde je určitým způsobem po překročení pevnosti betonu v tahu umožněn vznik trhliny a v tomto místě následná redukce tuhosti ostění. Nevyrované zatížení je poté redistribuováno na jiné místo a výpočet se snaží dosáhnout nové rovnováhy postupnou iterací. Nárůst křivosti prutu může pokračovat až do té chvíle, kdy je lokálně dosaženo plného zplastizování průřezu. V tomto místě plastického kloubu již nemůže být přenesen větší ohybový moment a je možný pouze narůstat deformace ostění. Opět dojde k redistribuci ohybového momentu na jiné místo ostění. Ve chvíli, kdy je dosaženo limitního přetvoření tlacených betonových vláken v některém místě průřezu, nedojde již k žádné další redistribuci vnitřních sil a ostění je považováno za nestabilní.

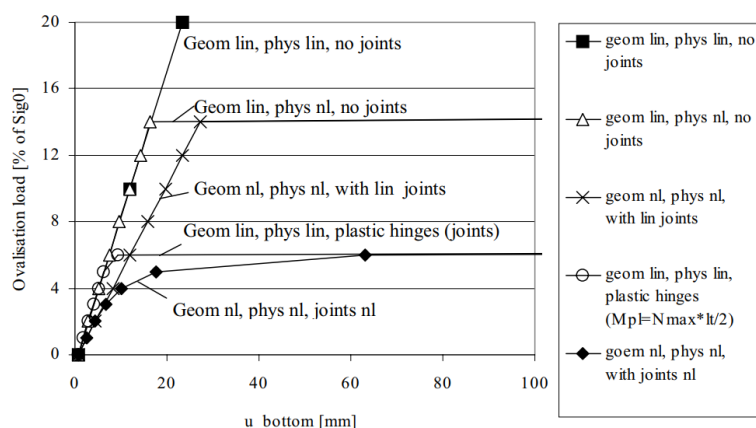
Jestliže jsou použity numerické modely kontinua s ostěním definovaným podle nelineárního materiálového modelu, je toto chování do výpočetního modelu již přímo zavedeno. Některé softwary umožňují též modelování i jednotlivých výztužných prutů.

28.2.2 Geometrické nelinearity

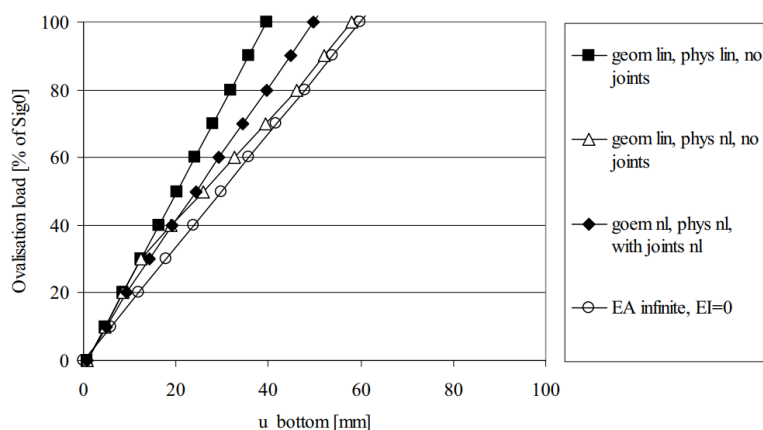
Ostění tunelových staveb je obvykle vystaveno vysokému normálovému zatížení, které i při malých geometrických nepřesnostech (nelinearitách) může vyvolat značný ohybový moment.

28.2.3 Porovnání lineárního a nelineárního chování

Blom (2002) provedl porovnání chování jednoho osamělého prstence ostění nepodepřeného horninovým masivem zatíženého rovnoměrným zatížením a poté zvětšujícím se ovalizačním zatížením s uvažováním geometrických nelinearit a bez nich, s lineárním a fyzikálně nelineárním ostěním, se zavedením podélných spojů a bez nich. Výsledky jsou znázorněny na Obr. 495 a Obr. 496. Z výstupů je vidět, že má na výsledky největší vliv uvažování podélných spojů. Velký účinek má i zavedení fyzikální nelinearity ostění.



Obr. 495: Závislost deformace ostění na zvětšujícím se ovalizačním zatížení (bez uvažování podepření horninovým masivem) (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Bottom – dolní, Lin. – lineární, Nl. – nelineární, Geom. – geometricky, Phys. – fyzikálně, No joints – bez uvažování spojů, Lin. joints – lineární spoje, Plastic hinges – plastické spoje) (Blom, 2002a, s. 85)

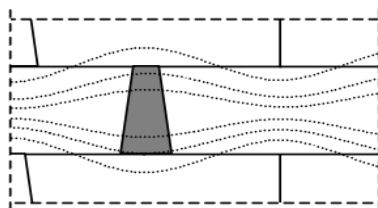


Obr. 496: Závislost deformace ostění na zvětšujícím se ovalizačním zatížení (s podepřením horninovým masivem) (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Bottom – dolní, Lin. – lineární, Nl. – nelineární, Geom. – geometricky, Phys. – fyzikálně, No joints – bez uvažování spojů, With joints nl. – s plastickými spoji, Infinite – nekonečno) (Blom, 2002a, s. 86)

V případě prstence ostění podepřeného horninovým masivem (modelované elastickými pružinami) je situace odlišná (viz Obr. 496). Výsledkem je, že v žádném zkoumaném případě nedojde k porušení ostění, protože je zvyšující se ovalizační zatížení kompenzováno odpovídající reakcí horninového masivu.

28.1 Průběh napětí kolem závěrného klenáku

Výsledky měření napětí v oblasti závěrného klenáku ukazují, že rozdělení tangenciálního namáhání zde není rovnoměrné (viz Obr. 497).



Obr. 497: Ilustrace trajektorií hlavních napětí kolem závěrného klenáku (Blom, 2002a, s. 147)

Hlavním důvodem je nižší ohybová tuhost podélného spoje oproti přilehlému segmentu. Ta způsobuje, že pokud se prstenec ostění deformuje, dojde k redistribuci vnitřních sil k tužším místům, kterými jsou právě rohy klenáku ve styku se sousedními prstenci ostění. Druhou příčinou je v praxi běžný postup montáže, kdy bývá závěrný klenák na své místo vtlačován štítovými lisami. Tření v příčné spáře způsobuje lokální přenos zatížení v podélném směru na kraje klenáku.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Wittke, a kol., 2007, s. 338-350); (Blom, 2002a, s. 61-62, s. 84-89, s. 147); (Fabozzi, 2017, s. 58-61); (Luttikholt, 2007, s. 10-11, s. 26-27); (De Waal, 1999, s. 59-61).

29 Vyztužování segmentového ostění

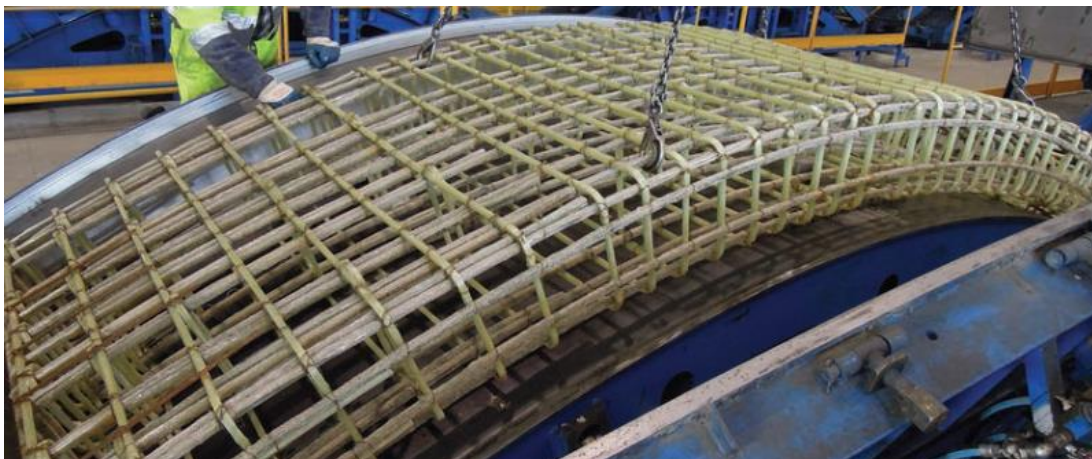
Segment je všesměrně namáhaný betonový prvek. Je-li to ze statického hlediska nutné, měl by být vyztužen prutovou výztuží nebo drátky či vlákny. Pokud je navržena prutová výztuž, mohou být použity tyče ocelové (viz Obr. 498) nebo kompozitní pruty z vláken (tzv. FRP – fiber reinforced polymer, viz Obr. 499). Detailnímu popisu vláknobetonu se věnuje kapitola 10.3.1 *Vláknobetonové segmentové ostění (FRC – fibre reinforced concrete)*.

Kompozitní pruty vznikají ze spojení jednosměrně orientovaných vláken vzájemně propojených vytvrdnutým polymerním pojivem. Existují různé varianty: GFRP – Glass FRP ze skelných vláken, C-GFRP – Carbon – Glass FRP z karbonových a sklených vláken nebo CFRP – Carbon FRP z karbonových vláken. Výhodou FRP prutů je vysoká odolnost proti korozi, chemickým látkám, tepelná i elektrická nevodivost (odolnost proti působení bludných proudů) a velmi vysoká trvanlivost. Z tohoto důvodu není nutné dodržet normovou tloušťku krycí vrstvy z hlediska trvanlivosti. Vhodné je použít tyto výztužné prvky tam, kde se uvažuje s řezáním výztuže (například u prostupů v místech tunelových propojek). Dalšími výhodami je nižší hmotnost a u některých druhů tyčí velmi vysoká tahová pevnost (až 1000 MPa), čímž lze snížit stupeň vyztužení oproti klasické ocelové výztuži.

Nevýhodami jsou hlavně nižší modul pružnosti (cca 50 GPa), nižší odolnost proti působení vysokých teplot, dlouhodobý pokles pevnosti vlivem pH betonu (především u GFRP), vysoká cena a nemožnost tvarovat na stavbě.



Obr. 498: Příklad armokoše segmentového ostění složeného z prutové výztuže (<https://www.tunnel-talk.com/images/MexicoCity-Metro/Emisor-Oriente-12b.jpg>)



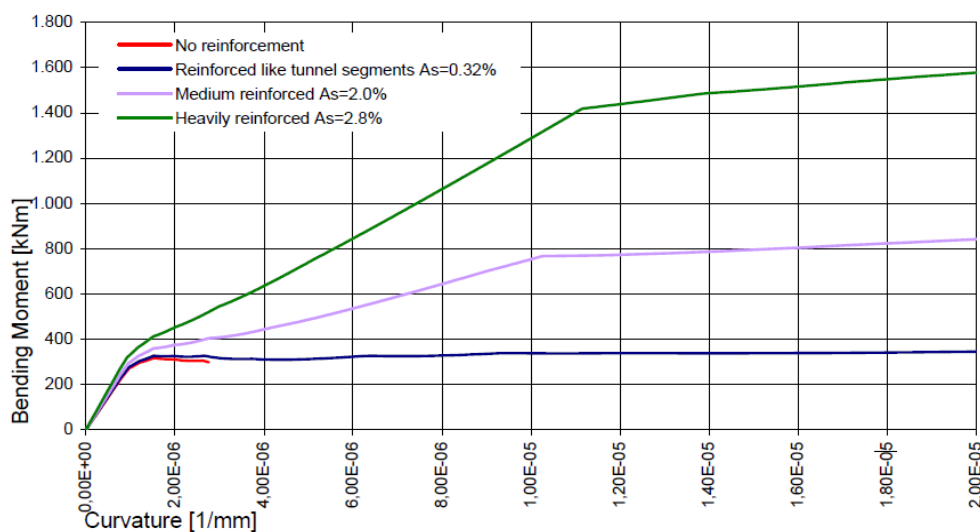
Obr. 499: Příklad armokoše segmentového ostění sestaveného z prutů ze skelných vláken (GFRP) (<http://www.jeccomposites.com/knowledge/international-composites-news/precast-concrete-glass-fiber-rebar-cages-tunnel-lining>)

Nejlepším a nejekonomičtějším řešením je ale stále z hlediska bezpečnosti a účinnosti smíšený systém vyztužení, kde je ohybové namáhání pokryto klasickou prutovou výztuží a zbylé lokální vyztužení nahrazeno drátkou. Při návrhu vyztužení se musí postupovat dle platných norem a předpisů. V České republice se jedná především o ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. V případě sestavení armokoše z prutové výztuže je třeba navrhnout nosnou podélnou a příčnou výztuž, tahovou výztuž podél spojů mezi jednotlivými segmenty, obvodovou výztuž a lokální výztuž kolem veškerého příslušenství segmentu, spojovacích prvků, všech nik a výstupků. Navíc je nutné doplnit i určitou smykovou výztuž.

Minimální tloušťka krycí vrstvy by neměla klesnout pod 40 mm na vnější a vnitřní straně ostění. Přídavek ke krytí z hlediska výrobních a montážních tolerancí by měl být uvažován hodnotou 10 mm. V oblastech podélných i příčných spojů a pro výztuž segmentového vybavení může být minimální krytí sníženo až na hodnotu 20 mm. Z hlediska dosažení dostatečné požární odolnosti je vhodné krytí zvýšit. Doporučuje se volit alespoň 50 mm. V případě agresivního vnějšího či vnitřního prostředí se hodnoty krytí mohou zvýšit z hlediska dodržení požadované trvanlivosti konstrukce. Navýšení krytí musí být vždy dostatečně zváženo a odůvodněno, protože se tím snižuje staticky účinná výška průřezu a dojde k oslabení exponovaných míst, jako mohou být spoje mezi segmenty. Ke snížení hodnoty krytí lze použít ochranné nátěry, nástřiky a další opatření.

Jako minimální vyztužení se uvažuje profil 10 mm ve vzdálenosti 150 mm na všech površích segmentového ostění. V Guideline 853 of German Railroad se uvádí jako minimální vyztužení segmentů železničních tunelů 0,15 %. To přibližně odpovídá pro segment tloušťky 350 mm výše uvedenému vyztužení. V kapitole 5 ZTV-ING pro silniční tunely je minimální stupeň vyztužení přísnější a odpovídá průměru prutu 10 mm v rozteči 100 mm. Nedoporučuje se používat výztužné pruty o průměru větším jak 20 mm, z hlediska nutné poddajnosti armokoše při výrobě.

V současné době jsou používány téměř ve většině případů univerzální prstence. Tím pádem jsou všechny segmenty prstence od sebe geometricky nepatrně odlišné. Je ale možné standardizovat alespoň armokoše segmentu prostřednictvím tloušťky krycí vrstvy. V závislosti na velikosti zkosení prstence musí být někdy i tak navrženy dva typy armokošů. Jeden pro střední až maximální šířku a druhý pro minimální až střední šířku segmentů.



Obr. 500: Závislost momentu únosnosti průřezu na stupni vyztužení (Bending moment – ohybový moment, Curvature – křivost, No reinforcement – nevyztužený, Reinforced like tunnel segments – vyztužený jako segmentové ostění, Medium reinforced – středně vyztužený, Heavily reinforced – silně vyztužený) (Luttikholt, 2007, s. 63)

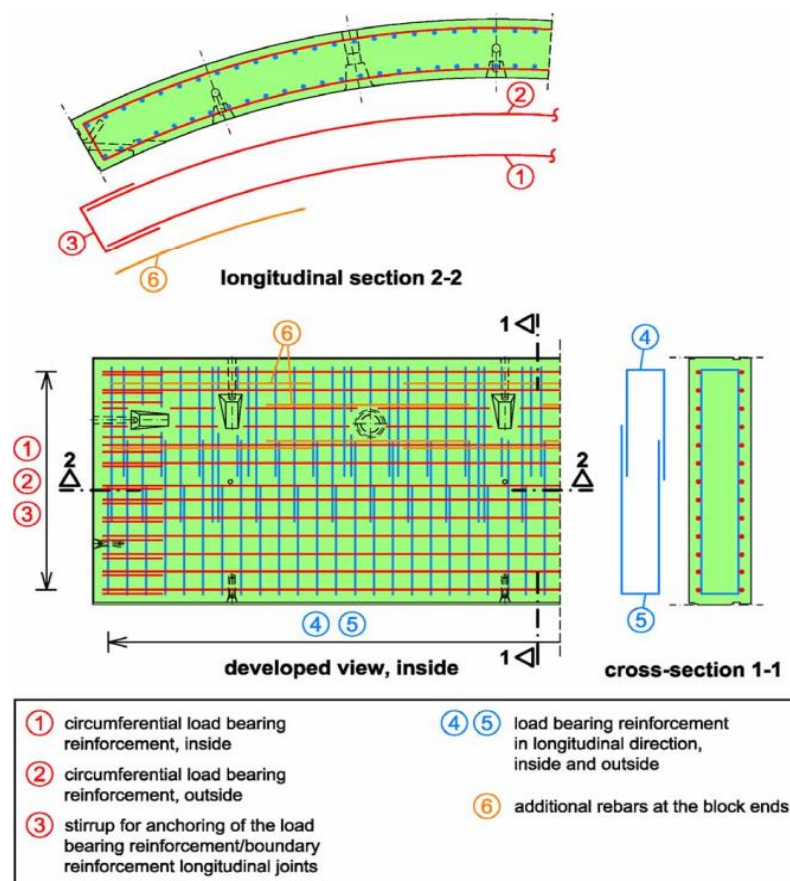
Luttikholt (2007) provedl porovnání závislosti maximálního momentu únosnosti průřezu na stupni vyztužení (viz Obr. 500). Modelován byl jeden přímý segment délky 4 m, výšky 0,4 a šířky 1,5 m. Test probíhal řízenou deformací. Pro výpočet betonu byl použit nelineární materiálový model.

V případě průřezu bez ohybové výztuže přenáší všechny tahové namáhání pouze beton. Po dosažení maximální kapacity průřezu dochází k plnému rozvoji trhlin a ke kolapsu prvku. V případě běžného stupně vyztužení přenáší tahové namáhání ocel. Maximální moment únosnosti je pak dán mezí kluzu výztuže a tlakovou pevností betonu. Čím je vyšší stupeň vyztužení, tím je menší vliv tahové pevnosti použitého betonu.

Prvky segmentového ostění mají obvykle nižší stupně vyztužení. Výztuž je minimálně v takovém množství, aby byla schopná přenést tahové síly v betonu. Toto množství výztuže nepomůže moc zvýšit ohybovou únosnost průřezu, ale pouze zajišťuje jeho duktilitu. Z tohoto důvodu je podstatnější stanovit správně tahovou pevnost a tahové deformační charakteristiky (jako například lomová energie) betonu.

29.1 Hlavní nosná příčná a podélná výztuž

Hlavní nosná výztuž je obvykle v rastru mezi 100 a 150 mm. Větší vzdálenost mezi pruty je také možná, nepůsobí ale příznivě na šířku trhlin. Příčná a podélná výztuž (viz Obr. 501) se umísťuje u vnějšího a vnitřního povrchu betonového průřezu obvykle kolmo na sebe.



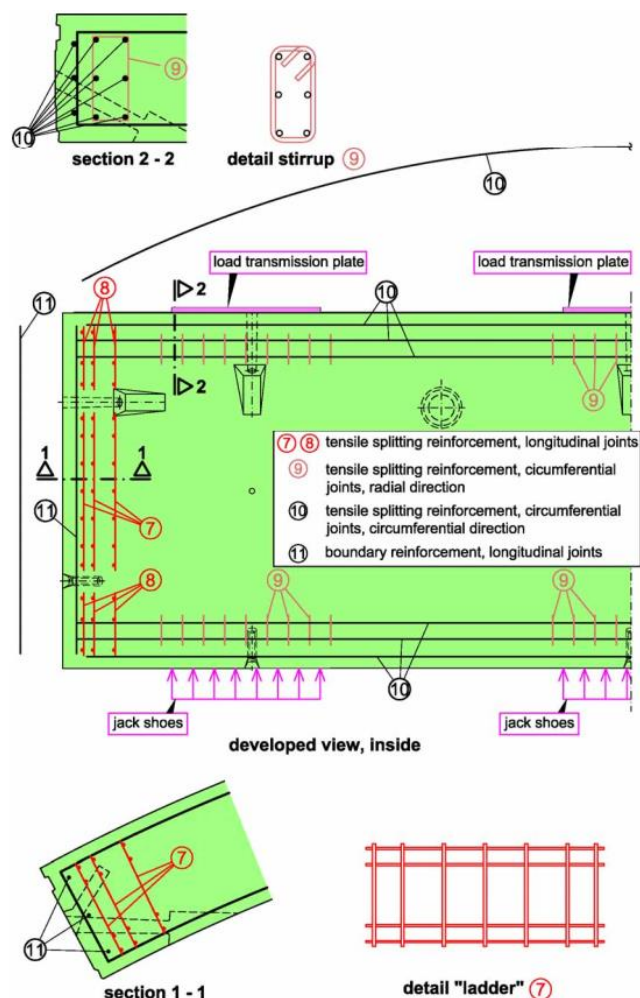
Obr. 501: Příklad rozložení příčné a podélné výztuže segmentu (Longitudinal section – podélný řez, Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Cross-section – příčný řez, Circumferential load bearing reinforcement, inside/outside – obvodová nosná výztuž vnitřní/vnější, Stirrup for anchoring of the load bearing reinforcement /boundary reinforcement longitudinal joints – ohyb pro kotvení nosné výztuže/lemující výztuž v místě podélného spoje, Load bearing reinforcement in longitudinal direction, inside and outside – nosná výztuž v podélném směru tunelu, vnitřní a vnější, Additional rebars at the block ends – přídatná výztuž na konci segmentu) (Wittke, a kol., 2007, s. 378)

- Příčné vyztužné pruty ① a ② zachycují účinky radiálního namáhání segmentového ostění.
- Pomocí třmenů ③, které zároveň slouží jako obvodová vyztuž v místě podélného spoje, jsou příčné pruty radiálně uzavřeny.
- Podélné vyztužné pruty ④ a ⑤ jsou navrženy na základě požadavku na minimální stupeň vyztužení. Nejčastěji jsou složeny ze dvou třmenů, které opět slouží jako obvodová vyztuž. Stykují se uprostřed segmentu. Tímto řešením je také elegantně umožněno měnit šířku segmentu v případě použití univerzálního prstence.
- Na vnitřní straně segmentu, kde není možné vést prut v celé své délce vlivem příslušenství segmentu, je nutné vyztuž v daném místě přerušit a adekvátně ji doplnit pruty ⑥.

29.2 Tahová vyztuž na spojích mezi segmenty

Tahová vyztuž na spojích mezi segmenty je potřeba pro pokrytí účinků příčného tahu tlakově zatížených spojů mezi segmenty. Důvody a příčiny použití této vyztuže jsou uvedeny v kapitole 27.2 *Analytické ověření působení tahových napětí*.

Z hlediska sestavení armokoše je výhodné vyztuž umístit dovnitř armokoše hlavní nosné vyztuže. Příklad uspořádání tahové vyztuže je vidět na Obr. 502.

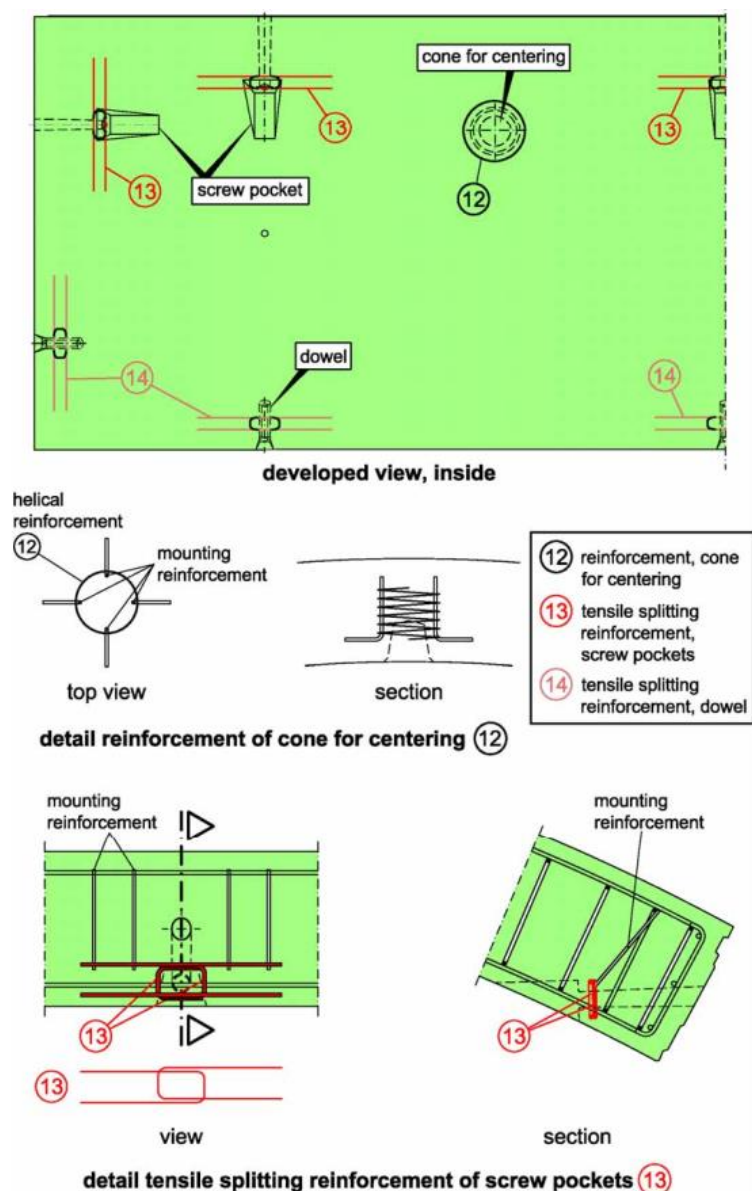


Obr. 502: Příklad uspořádání vyztuže v oblasti spojů mezi segmenty (Section – řez, Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Detail stirrup – detail třmenku, Detail „ladder“ – detail vyztužného „žebříku“, Load transmission plane – tlaková roznášecí deska, Jack shoe – podložka štitového lisu, Tensile splitting reinforcement – tahová vyztuž, Longitudinal joints – podélné spoje, Circumferential joints – příčné spoje, Radial direction – radiální směr, Circumferential direction – obvodový směr, Boundary reinforcement – lemovací vyztuž) (Wittke, a kol., 2007, s. 379)

- Na vyztužení oblasti podélných spojů se nejčastěji používají tzv „výztužné žebříčky“ viz ⑦ a ⑧. Sestávají se z krátkých vertikálních prutů, zachycujících účinky tahových namáhání, které jsou připojeny k několika podélným prutům. Ty slouží především jako kotevní.
- Příčné spoje mezi segmenty bývají v místech koncentrovaného zatížení štítových lisů a v místech roznášecích desek vyztuženy třmínky ⑨, které obepínají zakřivené výztužné pruty ⑩ v kolmém směru.
- Výztužné pruty ⑪ slouží jako obvodová výztuž v podélné spáře.

29.3 Výztuž kolem příslušenství segmentu

Ve většině případů je z hlediska snížení rizika odštípnutí betonu nutné lokálně přidat dodatečnou výztuž kolem všech nik a otvorů v segmentu (viz Obr. 503).



Obr. 503: Detaily lokálního vyztužení kolem příslušenství segmentu (Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Detail reinforcement of cone for centering – detail vyztužení v oblasti otvoru pro erektor, Detail tensile splitting reinforcement of screw pockets – detail tahové výztuže v okolí nik pro spojovací prostředky, Cone for centering – otvor pro uchycení erektoru, Screw pocket – nika pro spojovací prostředky, Dowel – kolík, Top view – pohled shora, Section – řez, Helical reinforcement – spirálová výztuž, Mounting reinforcement – konstrukční výztuž, Tensile splitting reinforcement – tahová výztuž) (Wittke, a kol., 2007, s. 381)

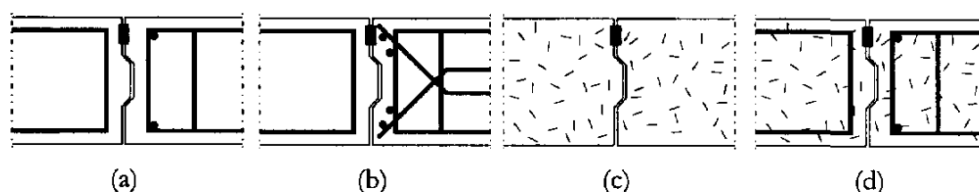
- Otvory nutné pro uchycení erektorem a centrování jsou obvykle opatřeny výztužnou spirálou (12).
- K zachycení tahových sil v prostoru spojovacích prostředků se umísťují dvojice třmínků viz (13) a (14).

29.4 Smyková výztuž

Ve většině případů není dodatečná smyková výztuž segmentů potřeba. Ostění je namáháno především normálovou silou a ohybovým momentem. Jestliže by bylo třeba prvky smykově přivytužit, použily by se klasické třmínky, spony, ohyby nebo jejich kombinace.

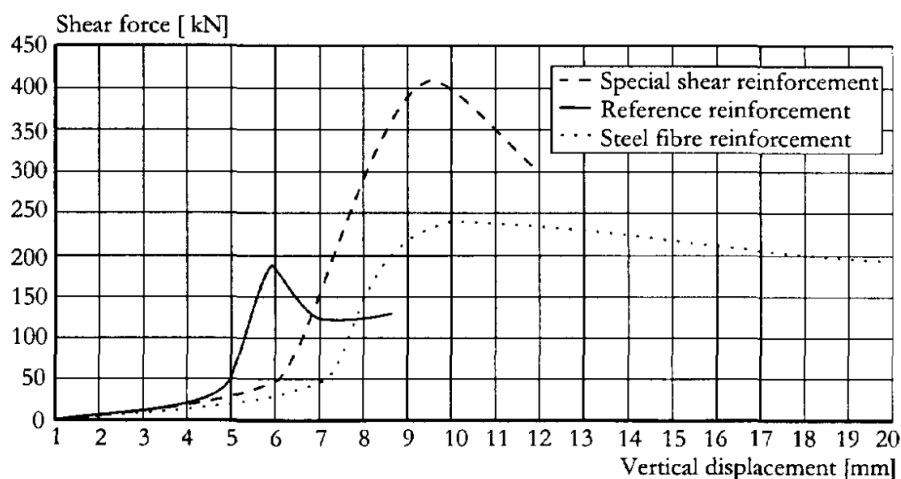
29.5 Výztuž v okolí příčného spoje

Oblast příčného spoje bývá jedním z velice citlivých míst, kde je třeba návrhu vyztužení věnovat vysokou pozornost. Výhodou je v těchto oblastech použití vláknobetonu. Alternativy vyztužení příčného spoje na pero a drážku jsou vidět na Obr. 504.



Obr. 504: Alternativy vyztužení příčného spoje na pero a drážku – a) klasický způsob vyztužení prutovou výztuží; b) speciální způsob vyztužení prutovou výztuží (snížené krytí); c) vyztužení drátkobetonem; d) vyztužení hybridní (De Waal, 1999, s. 146)

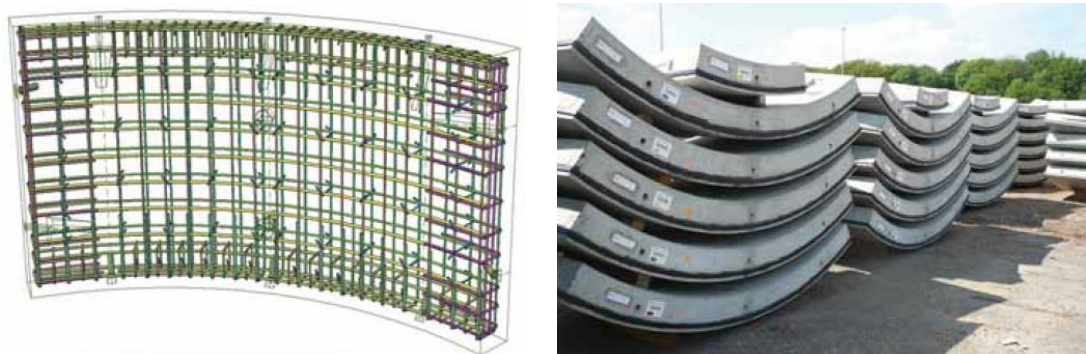
Každý typ vyztužení příčného spoje se liší i maximální smykovou silou, kterou je spoj schopný přenést i způsobem postupného přetváření (viz Obr. 505). Nejvyšší únosnosti dosahuje speciální způsob vyztužení. Nejvyšší duktility před porušením naopak drátkobetonový příčný spoj segmentového ostění.



Obr. 505: Příklady zatěžovacích křivek jednotlivých typů vyztužení a)-c) (Shear force – smyková síla, Vertical displacement – svislá deformace, Special shear reinforcement – speciální smykové vyztužení, Reference reinforcement – referenční vyztužení, Steel fibre reinforcement – drátkobetonové vyztužení) (De Waal, 1999, s. 146)

29.6 Příklad z realizace v České republice

Na Obr. 506 je znázorněn 3D model armokoše, který byl použit pro segmentové ostění traťových tunelů při prodloužení metra V.A v Praze. Více o tomto projektu a jednotlivých detailech segmentů lze nalézt v kapitole 34.1 *Traťové tunely metra V.A (Dejvická – Motol)*.



Obr. 506: Příklad armokoše segmentového ostění použitého na projektu prodloužení metra V.A v Praze (Kuňák, a kol., 2011).

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 214); (Luttikholt, 2007, s. 62-63); (Wittke, a kol., 2007, s. 376-382); (De Waal, 1999, s. 146).

30 Návrh čerstvé betonové směsi

Následující kapitola je zaměřena na předepsání vlastností a návrh směsi čerstvého betonu pro nejrozšířenější jednoplášťová vodotěsná segmentová ostění.

Základní požadavky výsledného produktu jsou na zpracovatelnost, pevnost, trvanlivost, odolnost proti účinkům požáru a vodotěsnost. Mimo tyto požadavky je důležité zhodnocení celkových nákladů na přípravu čerstvého betonu spolu se surovinami dostupnými v místě budoucí realizace podzemní stavby a jejich vhodností do konstrukčního betonu. Na rozsáhlých stavbách není neobvyklé využívat vyrubanou horninu jako kamenivo do betonu. V případě mechanizovaného tunelování je nutné tuto možnost důkladně zhodnotit a upravit tomu tunelovací stroj.

30.1 Požadavky na beton segmentového ostění

30.1.1 Zpracovatelnost čerstvé betonové směsi

Při ukládání čerstvé betonové směsi do formy musí být beton rovnoměrně rozprostřen. V průběhu vibrování je nutné dosáhnout dokonalého zhutnění a vyplnění veškerého volného prostoru mezi formou bednění a případně armokošem. Nesmí dojít ke vzniku žádných hluchých míst například v blízkosti nik pro spojovací prostředky apod.

Proto je nutné navrhnout recepturu čerstvého betonu tak, aby měl dostatečnou zpracovatelnost a vhodnou konzistenci. V případě drátkobetonu je zpracovatelnost a konzistence čerstvé betonové směsi ještě důležitější.

30.1.2 Pevnost betonu

Na výrobu jednoplášťových segmentových ostění by neměly být používány betony nižších pevnostních tříd než C35/45 dle (DB Netz 2003; ZTV-ING 2004 a dalších). Výsledná hodnota požadované pevnosti betonu je ve většině případů dána statickým výpočtem. V případě tunelů s velkým poloměrem narůstá tloušťka ostění s použitím betonů běžných pevností velice výrazně. Z tohoto důvodu se používají vysokopevnostní betony (např. C100/115) a ultravysokopevnostní betony (C180/210).

30.1.3 Odolnost betonu proti průsakům

Odolnost segmentového ostění proti průsakům vody je detailně popsána v kapitole 11 *Opatření pro zajištění vodonepropustnosti ostění*.

30.1.4 Odolnost betonu proti působení požáru

Odolnost segmentového ostění proti působení požáru je detailně popsána v kapitole 12 *Ochrana před působením požáru*.

30.1.5 Trvanlivost betonu

Povrch betonového ostění je vystaven působení vnějších vlivů, jejichž agresivním účinkům musí během období své existence vzdorovat. Více o trvanlivosti betonu v kapitole 39 *Trvanlivost segmentového ostění*.

30.2 Složení čerstvého betonu

Beton segmentového ostění se ve svém základním složení nikterak neliší od jiných betonových prefabrikovaných prvků. Základní složky čerstvé betonové směsi jsou následující:

- | | |
|------------|-----------|
| - Voda | - Příměsi |
| - Cement | - Přísady |
| - Kamenivo | |

Doporučuje se používat rychlovažné cementy bez přídavných aditiv, jejichž trvanlivost je pouze okrajově ovlivněna ošetřováním párou. Tím je také zajištěna odolnost betonového ostění proti agresivnímu vnějšímu prostředí. Celkový obsah cementu lze snížit použitím příměsi popílku. Ten je latentně hydraulický, snižuje množství produkovaného hydratačního tepla při tvrdnutí ale také výslednou pevnost betonu. Zlepšuje zpracovatelnost, trvanlivost a snižuje nebezpečí segregace čerstvého betonu. Navíc je obvykle levnější než portlandský cement.

Typ kameniva je obecně závislý na lokalitě, kde je podzemní stavba budována a dostupnosti materiálu z okolních lomů. Maximální velikost kameniva by měla být sladěna s geometrickým uspořádáním segmentu a výztuže, dále pak s tvary všech technologických nik a otvorů. Doporučuje se, aby velikost maximálního zrna nepřesáhla 32 mm. Vždy je nutné provést porovnání rozměru maximálního zrna kameniva se vzdáleností výztužných prutů a příslušenství segmentového ostění. V případě, že kamenivo obsahuje malý podíl jemné frakce, je nutné je do receptury dodávat ve formě popílků nebo odpadních fillerů. Měl by být prověřen také původ a laboratorně reaktibilita těchto materiálů v betonové směsi. Testuje se odolnost vůči působení mrazu, nasákavost a mechanické vlastnosti kameniva (křehkost, pevnost atd.)

Doporučuje se používat plastifikátory a superplastifikátory snižující vodní součinitel, zvyšují výslednou pevnost betonu a zpracovatelnost betonové směsi při ukládání do forem. Dojde také k dokonalejšímu vyplnění bednicí formy spolu s mezerami mezi pruty výztuže.

V Tab. 13 uvedené níže je vidět příklad šesti různých receptur čerstvého betonu použitých pro jednoplášťové ostění s řízeným tvrdnutím v parní komoře spolu s výsledky ze zkoušek jednoosého tlaku.

Tab. 13: Příklad šesti receptur pro jednoplášťové prefabrikované ostění (Cement – cement, Strength class – pevnostní třída, Fly ash – popílek, Water – voda, Superplasticizer – superplastifikátor, Aggregates – kamenivo, Sand – písek, Gravel – štěrk, Density – hustota, Temperature of concrete – teplota betonu, Hardening in a steam vapor curing chamber – tuhnutí v parní komoře, Hour – hodina, Day – den, Approx. – cca) (Wittke, a kol., 2007, s. 391)

cement	CEM I (Port- land cement)	52.5 N (strength class)			42.5 R (strength class)		
	[kg/m ³]	190	200	210	190	200	210
fly ash	[kg/m ³]	130	120	110	130	120	110
water	[kg/m ³]	132	135	138	132	135	138
superplasticizer	[kg/m ³]	1.9	2	2.1	1.9	2	2.1
aggregates	[kg/m ³]	1943	1938	1933	1943	1938	1933
sand 0/1 mm	5 %	97	97	97	97	97	97
sand 0/2 mm	25 %	486	485	483	486	485	483
gravel 2/8 mm	18 %	350	349	348	350	349	348
gravel 8/16 mm	24 %	466	465	464	466	465	464
gravel 16/32 mm	28 %	544	543	541	544	543	541
density	[kg/m ³]	2397	2395	2393	2397	2395	2393
temperature of green concrete		approx. 25 °C					
hardening in a steam vapor curing chamber		8 hours at approx. 30 °C					
σ_c (12 hours)	[MPa]	19.4 – 20.1	19 – 20.6	19 – 21.1	15.7 – 17.2	16.8 – 17.6	15.9 – 18.7
σ_c (14 days)	[MPa]	50.2 – 51.6	50.3 – 53.7	52.4 – 54.9	49.9 – 51.6	50.3 – 52.3	48.7 – 52.8

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 216); (Wittke, a kol., 2007, s. 383-391); (Fabozzi, 2017, s. 2); (A.F.T.E.S., 1999, s. 5-6).

31 Výroba segmentového ostění

O tom, jak se bude ostění chovat a zda bude celý projekt úspěšný, rozhoduje mimo jiné také výroba jednotlivých segmentů. Segmenty jsou betonovány ve specializovaných provozech jako prefabrikáty. Na velkých tunelových projektech bývá ekonomicky více výhodné vybudovat výrobu prefabrikátů v místě stavby. Prostory potřebné pro vybudování prefy musí být zohledněny již ve fázi plánování zařízení staveniště. Důležité je také myslet na místa ke skladování segmentů a vyřešit složitou logistiku na stavbě.

Požadavky na přesnost výroby jsou dány především potřebou zajistit vodonepropustnost díla a minimalizovat sekundární namáhání vycházející z nepřesností výroby a následné montáže. Příímá kontrola segmentů a výrobního provozu probíhá vždy na začátku produkce prefabrikátů, kdy bývají sestaveny první dva až tři zkušební prstence ostění (někdy bez těsnících profilů), které jsou položeny jeden na druhém na vyrovnaném podloží. Tímto způsobem jsou kontrolovány všechny dimenze segmentů a prstenců a jsou srovnávány s návrhovými parametry. Navíc je možné použít stejnou sestavu ke kontrole chování buď jednotlivých segmentů, nebo celých prstenců při působení různých zatěžovacích stavů simulujících budoucí chování tunelového ostění. Po provedení těchto pokusů v měřítku 1:1 jsou stanoveny limity tolerancí forem. Během produkce ostění bývá v určitých intervalech horní prstenec pravidelně obměňován novým, aby se prokázalo, že kvalita výroby neklesá.



Obr. 507: Zkušební prstence ostění (<https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTvEm-srnVXNNX19fZJaFhis1laq08Dhe5f2iEZHDAApD1pdJyQRPqA>)

V dalším textu je pozornost věnována pouze těm aspektům prefabrikace, které se přímo týkají výroby segmentů tunelového ostění.

31.1 Použité materiály

Základní materiály jsou obdobné jako u každého jiného betonového prefabrikovaného prvku:

- Beton
- Výztuž (pruty měkké výztuže, drátky, vlákna)
- „Příslušenství“ segmentu (těsnění, přípravky pro spojovací prvky, roznášecí desky apod.)

Pro správný návrh jednotlivých složek betonu i parametrů oceli platí základní betonářské standardy, normy a technologické příručky.

31.2 Výroba prefabrikátů

Zajištění správného provedení a dostatečné trvanlivosti betonových prvků je vždy hlavním a nejdůležitějším cílem výroby. Má to následující aspekty:

- Vytvoření efektivního pracovního cyklu výroby
- Zabezpečení udržitelnosti a kvality všech výrobních procesů

Prefabrikace segmentů, které tvoří tunelové ostění, je vždy určitou částí výrobního cyklu prefy a vyžaduje, oproti jiným prefabrikátům, vysokou míru preciznosti a kontroly každé výrobní operace. Cílem tohoto procesu je vytvoření kvalitních betonových prvků podle plánu sestavování jednotlivých segmentů, které jsou schopny odolávat všem vnějším vlivům. Na konci každého výrobního cyklu by měl být vytvořený vždy jeden ucelený prstenec ostění.

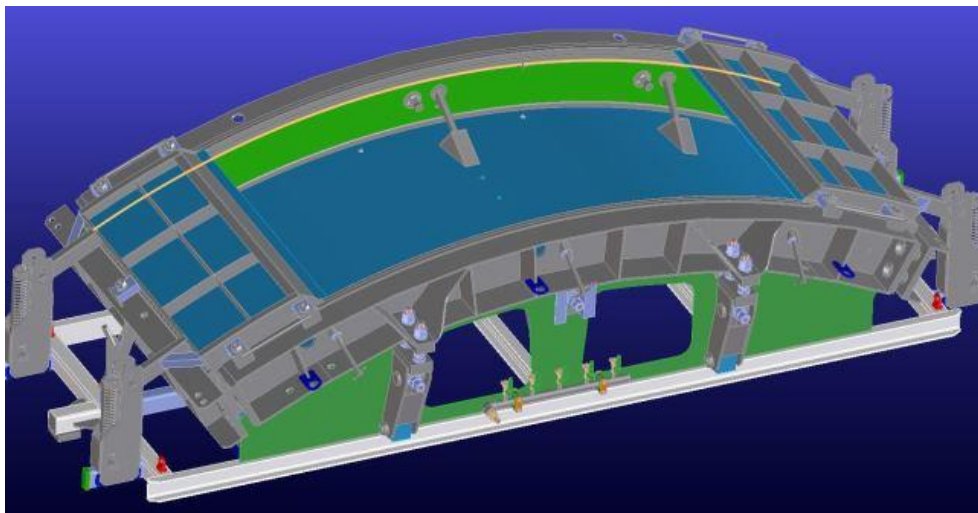
Výroba prefabrikátů je obvykle složena z následujících sekcí:

- Skladovací prostor pro cement, přísady, příměsi a kamenivo, který by měl být ochráněn, proti atmosférickým vlivům.
- Automatická betonárna, která je schopna samovolně dávkovat jednotlivé složky a vyhodnocovat získaná data.
- Plocha, kde jsou umístěny formy.
- Prostor, kde jsou sestavovány jednotlivé armokoše segmentů.
- Místo, kde jsou uloženy segmenty těsně po odbednění a chráněny proti atmosférickým vlivům.
- Prostory k definitivnímu uložení segmentů v areálu výroby prefabrikátů.

V současné době jsou nejčastěji používané výroby karuselového typu. Ty jsou velice účinné, protože dochází k posunu samostatných forem uložených na pohyblivé dráze postupně po jednotlivých pracovištích. To vede k automatizaci provozu a optimalizaci výrobního cyklu spolu s dodávkou potřebných materiálů. Lze se setkat i s klasickým typem, kdy jsou formy stacionární a materiál spolu s obsluhou se postupně přemísťuje postupně kolem forem. Výroby mohou být umístěny buď na staveništi, nebo probíhá produkce segmentů v externí výrobě. Vše záleží na okrajových podmínkách konkrétního projektu.

31.3 Formy bednění

Betonáž probíhá nejčastěji do „ležatých“ forem tak, aby byla vzdušná strana budoucího segmentu vždy u fixní spodní strany bednění. Boční a horní kontra bednění bývají odklápěcí. Při betonáži atypických prstenců ostění se používají formy bednění s posuvnými stranami forem.



Obr. 508: Příklad typické formy bednění pro betonové segmenty tunelového ostění (http://www.herrenknecht-formwork.com/uploads/tx_projectsdb/Segment_mould_Tren_Toluca_3D_web_01.JPG)

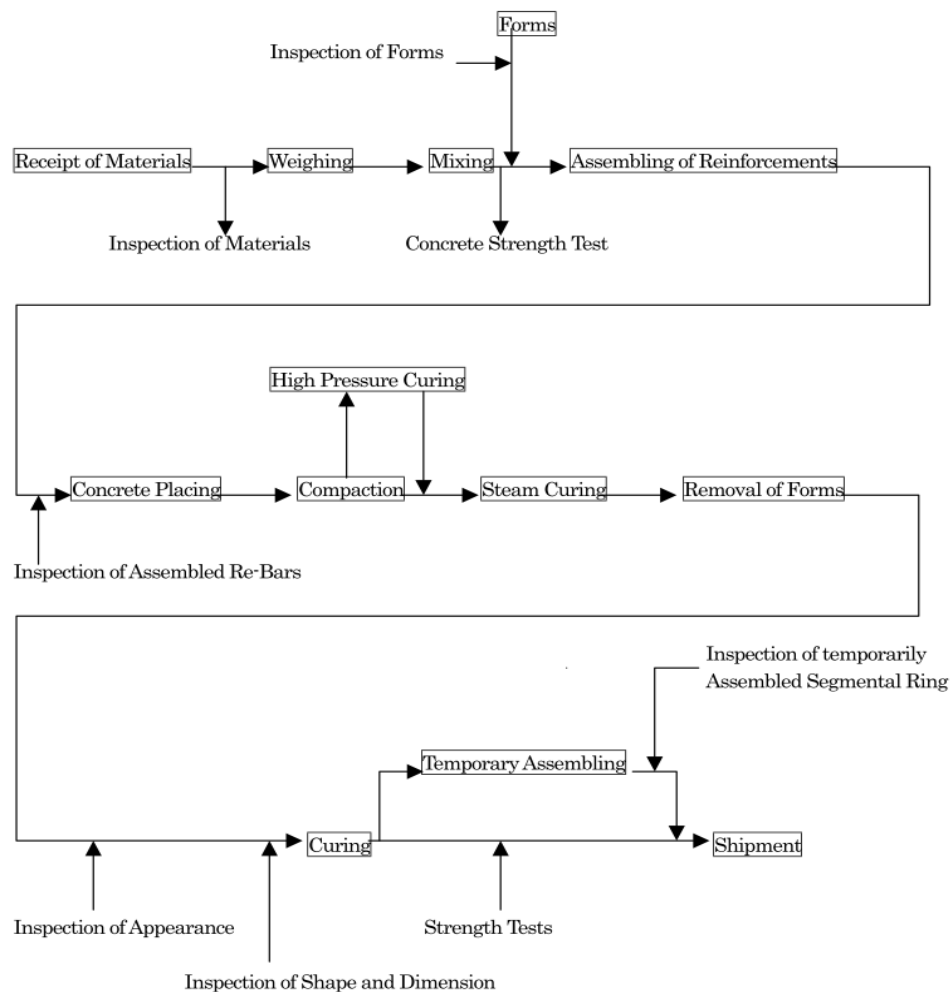
Formám je ve výrobních prefabrikátů věnována vysoká pozornost, tak, aby bylo možné zajistit následující požadavky:

- Nenáročnou práci s bedněním, která pomůže dosáhnout vysokých denních výrobních výkonů.
- Formy musí být dostatečně odolné z důvodu jejich opakovaného používání. Maximální otáčkovost forem je jedním ze zásadních parametrů prefabrikace.
- Robustnost forem, které jsou běžně z oceli s vnitřním povrchem opracovaným strojně, tak aby byla dodržena přesnost v řádu několika milimetrů.
- Přímé a těsněné spoje mezi jednotlivými stranami bednění, aby neodtékalo cementové mléko z betonové směsi.
- Bednění musí být pevné a stále při vibrování a působení hydratačního tepla.
- Jednoduché mechanismy otevírání a zavírání jednotlivých částí bednění pro dodržení co nejkratších časů montáže a demontáže s použitím speciálních mechanismů a hydraulických lisů pro větší betonované prvky.

Obvykle po padesáti otáčkách každé formy je třeba provést důslednou inspekci a opravit všechny případné vady a nepřesnosti od stanovených tolerancí.

31.4 Pracovní cyklus výroby prefabrikátů

Základní operace, které jsou provedeny, než je segment připraven k přepravě do tunelu, jsou shrnutý na Obr. 509 a v následujících podkapitolách.



Obr. 509: Pracovní postup výroby a kontroly prefabrikovaného tunelového ostění (Inspection of forms – kontrola forem, Forms – formy bednění, Receipt of materials – receptura betonu, Inspection of materials – kontrola vstupních materiálů, Weighing – vážení, Mixing – míchání, Concrete strength test –

31 Výroba segmentového ostění

zkouška pevnosti betonu, *Assembling of reinforcement – sestavení armokoše (vázání výztuže)*, *Inspection of assembled re-bars – kontrola armokoše*, *Concrete placing – betonáž*, *Compaction – hutnění čerstvé betonové směsi*, *High pressure curing – vysokotlaké ošetřování betonu*, *Steam curing – ošetřování párou*, *removal of forms – odbednění*, *Inspection of appearance – kontrola vzhledu*, *Inspection of shape and dimension – kontrola tvaru a rozměrů*, *Curing – ošetřování*, *Temporary assembling – dočasné sestavení*, *Inspection of temporary assembled segmental ring – kontrola dočasně sestaveného prstence segmentového ostění*, *Shipment – naložení a expedice*) (ITA working group No. 2, 2000, s. 322)

31.4.1 Příprava bednění

Předtím než je přistoupeno k výrobě nových segmentů, musí být provedeny tyto následující základní operace:

- Důkladné očištění forem od zbytků z předchozí betonáže.
- Údržba musí být provedena nejen v případě vnitřního prostoru ale také u všech mechanických zařízení, které slouží ke správné funkci bednění.
- Aplikace lubrikantu a odbedňovacích látek na vnitřní povrch bednění.
- Umístění všech částí „příslušenství“ segmentu, které musí být přítomny již při betonáži segmentu.



Obr. 510: Příprava formy bednění (<https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ>)

31.4.2 Vytvoření armokoše

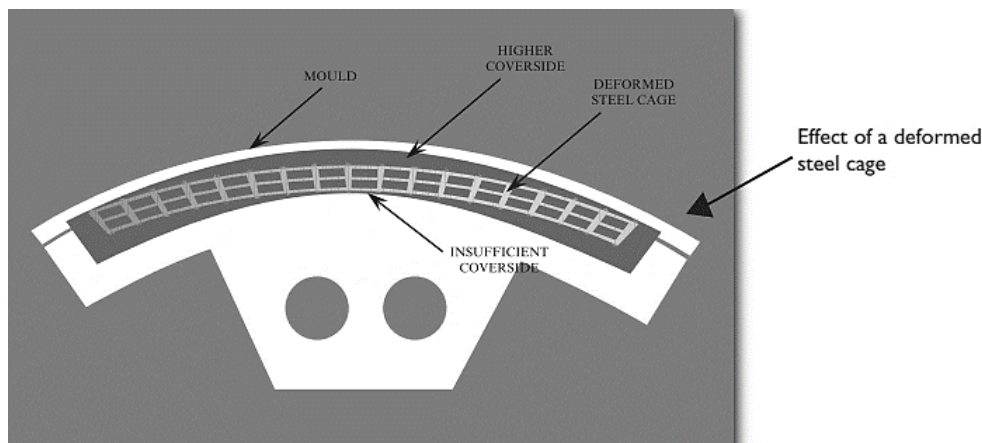
Ve stejnou dobu, kdy se připravuje bednění, jsou na ocelových podpurných stolicích (viz Obr. 511) připraveny postupně armokoše jednotlivých segmentů.



Obr. 511: Výroba armokoše pro segmentové ostění (http://www.tunnel-online.info/imgs/100837275_246cc92a66.jpg)

Aby se vyhnulo pohybu výztužných prutů, bývají v první fázi přivázány k podpůrné stolici. Zakřiveného tvaru armokoše se dosáhne postupným ohýbáním výztuže. Po celkovém sestavení armokoše bývají jednotlivé pruty k sobě navzájem bodově svařeny. Pokud je třeba, umísťuje se do armokoše také pomocné distanční pruty.

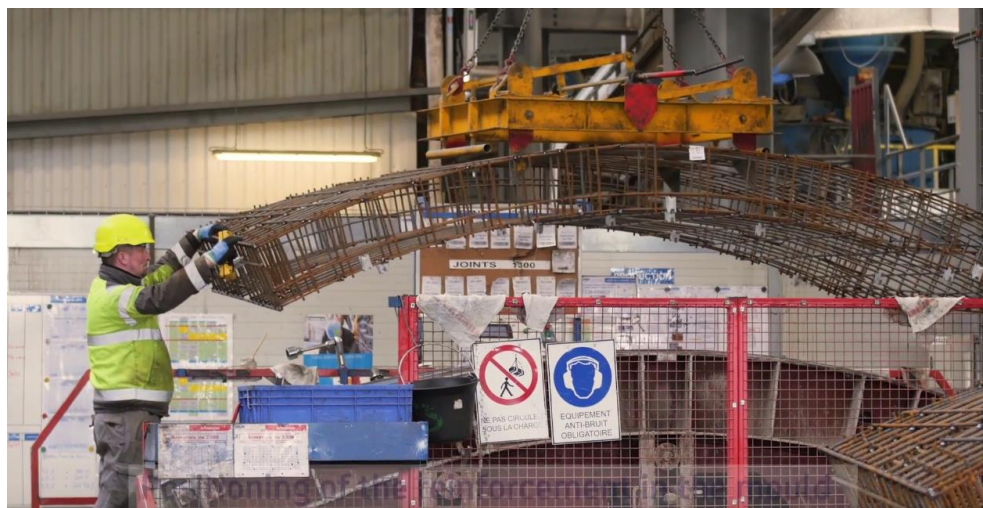
Při výrobě armokoše je nutné vždy počítat s určitou elasticitou betonářské výztuže. Armokoš má tendenci se po uvolnění napřimovat. Když je armokoš přepraven do formy bednění, tak se může stát, že nemá správný tvar a není dodrženo dostatečné krytí (viz Obr. 512).



Obr. 512: Příklad nesprávně vyrobeného armokoše (Effect of a deformed steel cage – vliv deformovaného armokoše, Mould – forma bednění, Higher coverside – větší krycí vrstva, Deformed steel cage – deformovaný armokoš, Insufficient coverside – nedostatečná tloušťka krycí vrstvy) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 219)

31.4.3 Vložení armokoše do formy bednění

Armokoš bývá pomocí jeřábu spuštěn do připravené formy bednění. Pomocí distančních prvků (anglicky spacers), vyrobených nejčastěji z drátkobetonu, je zajištěno dostatečné krytí od všech vnitřních povrchů formy bednění.



Obr. 513: Vkládání armokoše do formy bednění (<https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ>)

31.4.4 Uzavření formy a finální kontrola

Před uzavřením všech stran bednění je nutné provést kontrolu správnosti umístění jednotlivých prvků „příslušenství“ segmentu, které mají být při betonáži přítomny, a ověřit, že nejsou v kolizi s žádným výztužným prutem. Dále se provádí měření všech světlych rozměrů bednicí formy.



Obr. 514: Kontrola rozměrů po vložení armokoše (foto P. Vítek)

31.4.5 Betonáž segmentu

Před každou betonážní směnou by měla být zkontrolována dle protokolu výrobní funkčnost vázicího a dávkovacího zařízení. Dále by měl být prověřen řídicí software betonárny spolu s časovým průběhem míchání a následně provedeny základní zkoušky čerstvého betonu z hlediska zpracovatelnosti, provzdušnění apod.

Betonáž segmentu probíhá z centrálního otvoru u horního povrchu bednění. Je vhodné začít vibrovat ponornými i příložnými vibrátory ihned po začátku betonáže, aby se zajistilo kompletní vyplnění formy betonovou směsí.



Obr. 515: Betonáž pomocí bádí zavěšených na jeřábové dráze (foto P. Vítek)

Z hlediska omezení smršťování v počáteční fázi tvrdnutí betonu se v některých případech ohřívá záměsová voda a kamenivo. Další možností je zahřívání formy bednění.

31.4.6 Vyhlazení povrchu segmentu

Je běžné, že se během vibrace vytváří pod uzavřenými horními plotnami vzduchové bublinky. Díky nim bývá segment z vnější strany značně nepravidelný. Tento jev je velice problematický a těžko odstranitelný. Negativní není samozřejmě estetický vzhled segmentu, ale problém týkající se nevyhnutelně vysoké spotřeby mazadel nutných pro správnou funkci štítového těsnění. Tyto látky jsou velice drahé a zároveň často ne příliš příznivé pro životní prostředí. Dutiny a kaverny ve vnějším povrchu segmentu také přispívají k vysokému opotřebení štítového těsnění a může jimi pronikat agresivní prostředí k betonářské výztuži.

Tomuto problému se lze vyhnout dvěma způsoby. V první řadě vhodným složením čerstvé betonové směsi. Dále pak po zavadnutí betonové směsi (za 20-40 minut po betonáži) otevřením horních ploten bednění a následným vyhlazením povrchu betonu (viz Obr. 516).



Obr. 516: Úpravy vnějšího povrchu segmentu (<https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ>)

31.4.7 Ošetřování a tuhnutí betonu

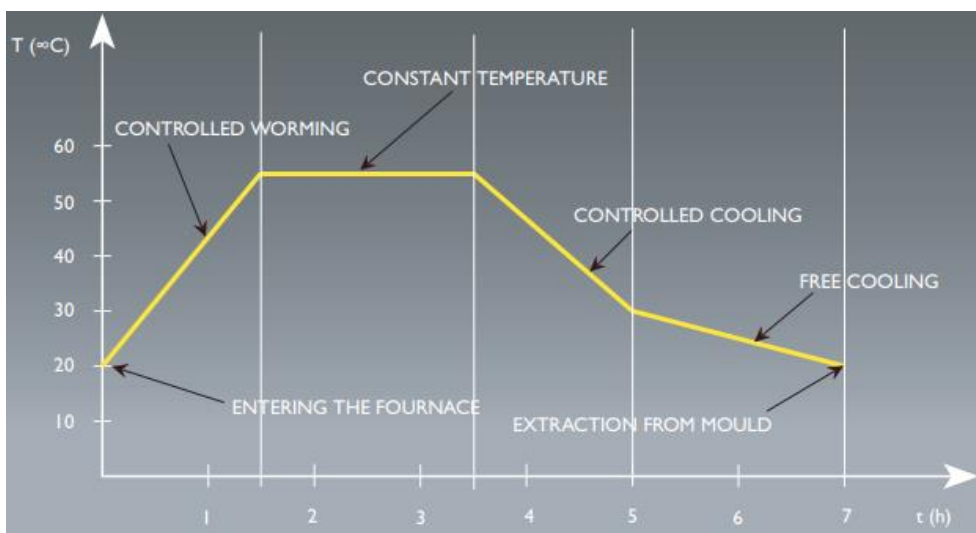
Jako každý betonový prvek musí být i segmenty tunelového ostění po určitou dobu ošetřovány, než proběhne jejich odbednění. Trendem dnešní doby je umístění segmentů do speciálních parních proteplovacích komor s řízeným ohřevem a ochlazováním, které významně urychlují proces tuhnutí betonu. Konkrétní teploty a časy jsou vždy dány specifickými požadavky na rychlost tvrdnutí a výslednou pevnost betonového prvku.



Obr. 517: Parní komora pro zrychlení procesu tuhnutí čerstvého betonu (<https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ>)

Postupné kroky tohoto procesu mohou být následující (viz Obr. 518):

- Vložení formy bednění s čerstvou betonovou směsí do pece a oteplování s kladným teplotním gradientem (20-25 °C za hodinu).
- Po dobu přibližně dvou hodin ustálení teploty na 55-60 °C.
- Ochlazování se záporným teplotním gradientem (20-25 °C za hodinu).
- Opuštění parní komory a volné ochlazení.



Obr. 518: Typická křivka průběhu teploty v čase při procesu ošetřování betonu v parní komoře (Entering the chamber – vstup do proteplovací komory, controlled warming – řízené oteplování, Constant temperature – konstantní teplota, Controlled cooling – řízené ochlazování, free cooling – volné ochlazování, Extraction from mould – odbednění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 220)

Jednotlivé segmenty je možné ošetřovat také běžnými způsoby nebo například ve vodní lázni, jak ji vidět na Obr. 519.



Obr. 519: Ošetřování segmentového ostění ve vodní lázni (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSptYZzs7tN5Y6nQwgbSG7mcK_3ZHyZWesSwgT0LnniTYYP0zRs)

31.4.8 Odformování

Odformování probíhá klasicky, nejprve odklopením horního bednění a poté bočních částí bednění (detail viz Obr. 520).



Obr. 520: Rozevřená forma bednění (foto P. Vítek)

31.4.9 Vyjmutí betonového segmentu z formy a otočení

Vyjmutí betonového segmentu z formy probíhá nejčastěji s pomocí vakuových zvedáků (viz Obr. 521), kde je minimalizováno nebezpečí poškození segmentů. V některých případech, z logistických a ekonomických důvodů, musí být segmenty již v této počáteční fázi, kdy je prvek starý teprve cca pár hodin, vyjmuty z formy bednění. Aby mohla být tato operace bez poškození segmentu provedena, tak je nutné použít speciální betonové směsi, navrhnout vhodný poměr hmotnosti segmentu k jeho tloušťce, správně uspořádat výztuž a uchopovací prvky atd.

K vyjmutí segmentu a následnou rotaci o 180° je potřeba provést v případě vakuové způsobu uchycení dvě operace. Nejprve je segment uchycen za vnější stranu, vytažen z formy, otočen o 90° a v této poloze položen. Poté dojde k uchycení segmentu na vnitřní straně, rotaci o dalších 90° a umístění do výsledné polohy se zakřivením směrem dolů.



Obr. 521: Vakuový manipulátor na vyjmutí betonových segmentů z forem (http://acimex.net/images/types_de_charges_lourdes/voussoirs/redux-palonnier-demoulage-follow-line.jpg)

Druhý možný způsob bez nutnosti segment pokládat a postupně otáčet je vidět na Obr. 522. Problémem tohoto řešení je zdoluhavý a obtížný proces uchycení segmentu do čelistí a možné poškození segmentu v tomto místě.



Obr. 522: Příklad na otáčení segmentů (foto P. Vítek)

31.4.10 Dokončovací práce na segmentu a opravy poškození

Poté, co je segment vyjmut z formy, bývá zkompletován do své finální podoby. Jestliže je těsnění na segment dodatečně lepeno, tak jsou v drážkách ocelovým kartáčem otevřeny a syntetickou pryskyřicí vyplněny všechny vzduchové bubliny. Následně jsou do drážek vloženy a nalepeny těsnící profily (viz kapitola 16.3.8 *Přípevnění segmentového těsnění*). Na styčné plochy jsou přilepeny roznášecí desky, zazátkovány otvory pro spojovací prvky atd. V této fázi také bývají opraveny drobné trhliny a vzduchové bubliny.

Pro zvýšení trvanlivosti segmentového ostění proti agresivnímu vnějšímu prostředí nebo zvýšení nepropustnosti lze opatřit segmenty z vnější strany ochrannými nátěry nejčastěji na bázi umělých polymerů (viz Obr. 523). Nevýhodou může být možné poškození během manipulace a instalace ostění. Dalším problémem může být životnost takovýchto nátěrů.



Obr. 523: Opatření segmentu ochranným nátěrem (https://irl.sika.com/content/ireland/main/en/solutions_products/construction-markets/sika-concrete-technology/concrete-handbook-2013/concrete-types/sulfate-resistant-concrete.html)

31.4.11 Skladování segmentů

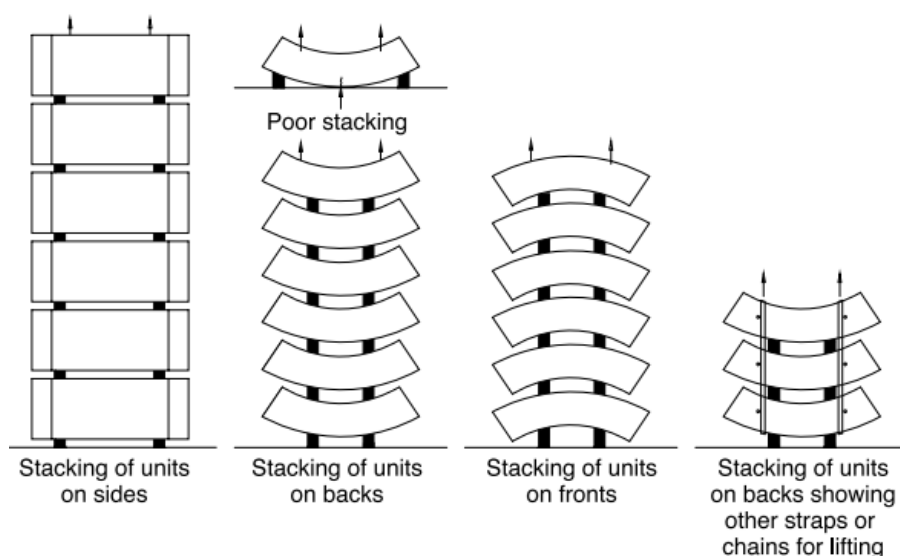
Skladování segmentů probíhá ve dvou fázích:

- Primární uložení segmentů uvnitř výroby prefabrikátů s ochranou proti atmosférickým vlivům po dobu jednoho až dvou dnů. Neměly by být na sebe ukládány více jak dva segmenty.
- Finální skladování na ploše k tomu určené vně výroby, kde segmenty postupně dozrávají (minimálně 28 dní). Uloženy jsou na sobě tak, aby vždy jeden sloupec tvořil jeden kompletní prstenec ostění (viz Obr. 524).



Obr. 524: Finální skladování segmentů vně výroby (http://www.railtechnologymagazine.com/write/MediaUploads/Chatham_Dockyard_Concrete_Segments_103746.jpg)

Uspořádání segmentů v průběhu skladování může být provedeno více způsoby zobrazenými na Obr. 525. Nejpoužívanější je uspořádání zobrazené jako druhé zleva.



Obr. 525: Způsoby skladování segmentového ostění (Stacking of units – skladování segmentů, On sides – na stranách, On backs – na vnější straně, On fronts – na vnitřní straně, On backs showing other straps or chains for lifting – Na vnější straně s popruhy nebo řetězy pro zvedání, Poor stacking – špatné uložení) (BTS and ICE, 2004, s. 76)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 216-221); (DAUB, 2013, s. 15-16); (Wittke, a kol., 2007, s. 43-48); (Goodfellow, 2011, s. 42-44, 46); (Metrostav ©2019); (A.F.T.E.S., 1999, s. 31-33).

32 Geometrické tolerance segmentového ostění

Rozdíl mezi reálným a projektovaným (nominálním) tvarem tunelového ostění je zapříčiněn především těmito základními vlivy:

- Výrobní tolerance betonových segmentů (tzv. constructional tolerances)
- Montážní tolerance v sestavení jednotlivých segmentů (tzv. assembly tolerances)
- Nepřesnosti ve vedení tunelovacího stroje
- Deformace ostění pod účinky působících vnějších a vnitřních zatížení

Zvláště důležité jsou tyto tolerance v případě použití univerzálního prstence.

Odchytky mohou být přípustné pouze v takovém rozsahu, aby byly splněny podmínky základních mezních stavů. Především aby nenastalo poškození segmentů od sekundárních napětí vlivem například nerovnoměrně podepřeného prstence ostění a aby byly omezeny průsaky podzemní vody kvůli nedostatečnému stlačení těsnicích profilů.

Konkrétní číselná hodnota jednotlivých odchylek závisí především na:

- Velikosti namáhání ostění v nominálním tvaru
- Deformačních charakteristikách těsnicích profilů
- Měřítku stavby a celkové velikosti prefabrikovaných prvků

Dodržování všech výrobních tolerancí prefabrikovaných prvků ostění je také velmi důležité z hlediska potřeb montáže a velice přesného spojování jednotlivých segmentů k sobě navzájem.

Hlavní důvody, proč jsou tolerance segmentů tak přísné:

- Dodržení základních funkčních předpokladů díla (průjezdný profil, vodotěsnost, umístění fixního vybavení apod.).
- V průběhu tunelování je ostění namáháno obrovskými tlaky štítových lisů, které ale působí na segmenty pouze lokálně a každá nepřesnost výroby může způsobit nerovnoměrné zatížení s následkem poruchy ostění.

32.1 Sledování tolerancí

Je velice obtížné kontrolovat všechny hodnoty odchylek přímo na hotových segmentech ostění. Proto probíhají měření obvykle nepřímě na formách bednění. Nezbytné je sledovat umístění armokoše (kvůli zajištění požadované statické funkce, dodržení krytí a správnému vyztužení detailů). Vhodné je měřit odchylky i na vzorově sestavených prstencích.

Dodržování potřebných tolerancí by mělo být kontrolováno pravidelně v co nejkratších intervalech podle počtu vyrobených prefabrikátů za den, aby se odhalily deformace formy v průběhu výrobního procesu co nejdříve. Při jejich sledování je nezbytné vždy zaznamenat teplotu vzduchu a prostředí, kde měření probíhá. Po započetí výroby se obvykle přeměřuje každý padesátý vyrobený segment. Další měření by měla probíhat vždy po sto vyrobených prvcích.

Překročení tolerancí může vést k neočekávaným problémům při instalaci segmentů nebo v průběhu provozu tunelu. Zajištění kvality ve výrobě segmentů musí být řízeno vhodným programem řízení kvality, pravidelně kontrolováno a aktualizováno.

32.2 Velikosti jednotlivých tolerancí

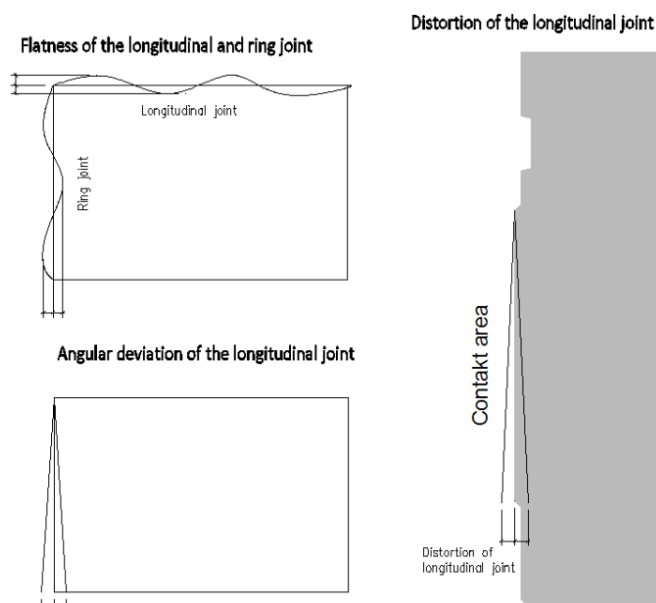
Vývoj v prefabrikaci umožnil snížit tolerance výroby téměř na hodnoty užívané ve strojním inženýrství. Jednotlivé velikosti dovolených odchylek závisí především na budoucím použití podzemního díla a jeho statickém návrhu. Konkrétní tolerance a četnost měření musí být specifikovány projektantem a ukotveny ve smlouvě o dílo mezi zhotovitelem a objednatelem. Obecně by tyto hodnoty měly být stanoveny pro každý projekt individuálně.

V Tab. 14 jsou vedeny konkrétní návrhové tolerance pro tunely o průměru menším než 8 m a větším než 11 metrů. Mezilehlé hodnoty lze interpolovat a poté zaokrouhlit na desetiny milimetru. Na Obr. 526 lze vidět vysvětlení některých hodnot jednotlivých měřených veličin.

Tab. 14: Tolerance pro výrobu tunelových segmentů (No. – číslo, Manufacturing tolerance – výrobní tolerance, Ring size (inner diameter) – velikost prstence ostění (vnitřní průměr), Longitudinal joints tolerance (based on the load transfer surface) – tolerance podélného spoje (v závislosti na kontaktní ploše), Longitudinal joint deformation – velikost kontaktní plochy podélného spoje, Angular deviation of the longitudinal joint – úhlové zkosení podélného spoje, Addition rule – dodatečné pravidlo, Overall segment deviations (based on the median plane) – celkové odchylky segmentu (na základě střednicové plochy), Segment width – šířka segmentu, Segment thickness – tloušťka segmentu, Segment arch length – střednicová délka segmentu, Inner radius of each segment – vnitřní poloměr každého segmentu, Difference of the diagonal length of a segment to the target length – rozdíl délky diagonály segmentu vůči teoretické hodnotě, Vertical spacing of the fourth segment corner from the plane formed by the other three corners – vertikální rozteč čtvrtého rohového segmentu od roviny tvořené ostatními třemi rohy, Sealing groove – drážka pro těsnící profil, Sealing groove width – šířka drážky, Sealing groove depth – hloubka drážky, Position of sealing groove axis – pozice osy drážky pro těsnění, Flatness of the contact zones – rovinatost kontaktních ploch, Longitudinal and ring joint – podélný a příčný spoj, Tolerances of the entire segment ring – tolerance celého prstence ostění, Outside diameter – vnější průměr, Inside diameter – vnitřní průměr, Outer circumference (measured at three heights) – vnější obvod (měřeno ve třech výškách), Position of the fixing components – umístění fixního vybavení a komponentů segmentu, Erector cones – kónické otvory pro uchycení erektoru, Spiral pockets and bushings – tolerance nik, kapes a průchodek) (DAUB, 2013, s. 14)

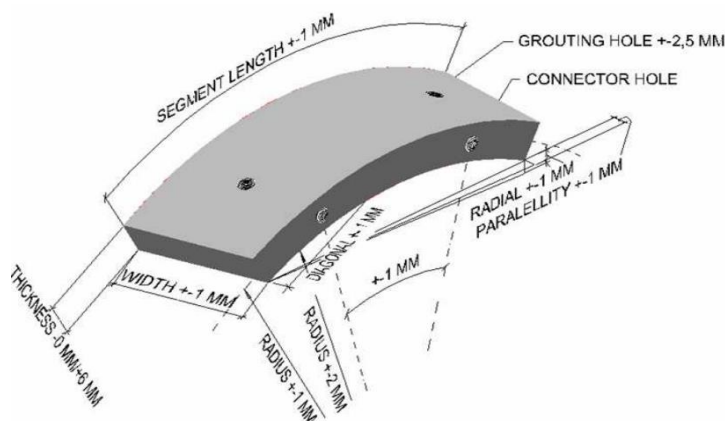
No.	Manufacturing tolerance	Ring size (inner diameter)	
		≤ 8,0 m	≥ 11,0 m
1.	Longitudinal joints tolerance (based on the load transfer surface)		
1.1	Longitudinal joint deformation	± 0,3 mm	± 0,5 mm
1.2	Angular deviation of the longitudinal joint	± 0,5 mm	± 0,7 mm
1.3	Addition rule for 1.1 and 1.2:	± 0,6 mm	± 0,9 mm
2.	Overall segment deviations (based on the median plane)		
2.1	Segment width	± 0,5 mm	± 0,7 mm
2.2	Segment thickness	± 3,0 mm	± 4,0 mm
2.3	Segment arch length	± 0,6 mm	± 0,7 mm
2.4	Inner radius of each segment	± 1,5 mm	± 2,5 mm
2.5	Difference of the diagonal length of a segment to the target length	± 1,0 mm	± 2,0 mm
2.6	Vertical spacing of the fourth segment corner from the plane formed by the other three corners	± 5 mm	± 8 mm
3.	Sealing groove		
3.1	Sealing groove width	± 0,2 mm	± 0,2 mm
3.2	Sealing groove depth	± 0,2 mm	± 0,2 mm
3.3	Position of sealing groove axis	± 1,0 mm	± 1,0 mm
4.	Flatness of the contact zones		
4.1	Longitudinal and ring joint	± 0,3 mm	± 0,5 mm
5.	Tolerances on the entire segment ring		
5.1	Outside diameter	± 10 mm	± 15 mm
5.2	Inside diameter	± 10 mm	± 15 mm
5.3	Outer circumference (measured at three heights)	± 30 mm	± 45 mm
6.	Position of the fixing components		
6.1	Erector cones	± 2 mm	± 2 mm
6.2	Spiral pockets and bushings	± 1 mm	± 1 mm

Mimo tyto hodnoty bývá také sledována hloubka a tvar a rozměry všech technologických nik a výklenků. Offset jednotlivých spojů nemá přesáhnout 10 mm. Povolena ovalizace prstence ostění, která závisí na průměru tunelu a počtu segmentů v prstenci, by měla být rovněž menší než 0,5 % vnitřního průměru tunelu. Sleduje se drsnost vnějšího povrchu (kvůli spotřebě maziva štítového těsnění) a vnitřního povrchu (v případě vodovodních tlakových štol a tunelů).



Obr. 526: Příklady geometrických tolerancí (Flatness of the longitudinal and ring joint – rovinatost podélného a příčného spoje, Angular deviation of the longitudinal joint – úhlová deformace podélného spoje, Distortion of the longitudinal joint – zkřivení podélného spoje, Kontakt area – kontaktní plocha) (DAUB, 2013, s. 14)

Příklad běžně sledovaných geometrických veličin na segmentu dává Obr. 527.



Obr. 527: Příklad tolerancí sledovaných na jednom segmentu ostění (Segment length – délka segmentu, Thickness – tloušťka, Width – šířka, Radius – poloměr, Diagonal – diagonála, Grouting hole – injektážní otvor, Connector hole – otvor pro spojovací prostředek, Radial parallelity – radiální rovnoběžnost) (Beil, 2008, s. 43)

32.3 Překročení dovolených tolerancí

Pokud je zatížení ostění vycházející ze statického výpočtu malé, pak je více pravděpodobné, že budou sekundární namáhání způsobena nepřesným tvarem a uložením segmentů absorbována bez větších poškození. Stejná situace platí s těsností těsnění. Jestliže je těsnění vlivem imperfekcí segmentů více stlačeno, může stále odolávat působení vnějšího vodního tlaku. Složitější je to v opačném případě.

Pokud je segment vyroben již za mezí tolerancí, stále může být po provedení určitých opatření použit. Jednou z možností, jak vyrovnat nepřesnosti, je třídit segmenty podle typu imperfekcí a sestavit prstenec taky aby se nepřesnosti sousedních segmentů vzájemně vyrovnaly. To vyžaduje ale značné úsilí z hlediska logistiky, značení a uskladnění jednotlivých segmentů. Zároveň je v tomto případě obvykle nutné svolení objednatele.

32.3.1 Nedodržení délky segmentu

Pokud je překročena délka segmentu, nedojde po sestavení celého prstence k dokonalé kruhovému tvaru ostění. V místě podélných spár se nebudou sousední segmenty dotýkat celou svou styčnou plochou, bude docházet ke koncentracím napětí a možnému poškození ostění.

32.3.2 Nedodržení tolerance šířky segmentu

Jestliže je v některém profilu překročena tolerance šířky, může být segment stále použit pro zajištění výrubu v místech, kde není ostění namáháno tak velkými silami od štítových lisů, nebo musí být do příčné spáry vloženy speciální roznášecí desky, které umožní tyto nepřesnosti vyrovnat. Statické posouzení tohoto stavu musí být vždy provedeno.

32.3.3 Nedodržení tolerance zkosení a distorze podélného spoje

V případě, kdy jsou překročeny tolerance zkosení nebo distorze podélného spoje, vznikají otevřené spáry. Normálová síla, kterou spoj musí přenést je pak roznášena na menší styčnou plochu. To způsobí zvýšení napětí a ostění může být v krajním případě poškozeno. Opět je možné takto nepřesně vyrobené segmenty použít na místech, kde se neočekává tak vysoké zatížení a je nutné provést statické posouzení, zda je spoj schopný unést toto namáhání.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 143-144); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 295); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 180-183); (DAUB, 2013, s. 11-15); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 61-62); (Goodfellow, 2011, s. 43, 50); (A.F.T.E.S., 1999, s. 16-17).

33 Montáž segmentového ostění

Cílem procesu montáže ostění je sestavit prstenec, který je dokonale kruhový bez žádných počátečních imperfekcí, spoje mezi jednotlivými prvky jsou uzavřené a segmenty na sebe navazující přesně a rovnoměrně.

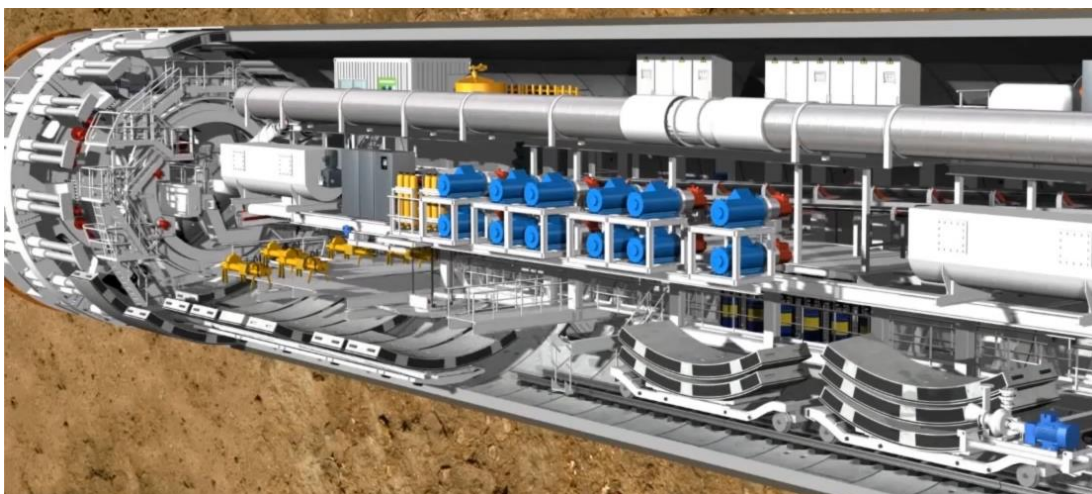
Instalace segmentového ostění probíhá vždy podle předem stanoveného Plánu montáže (anglicky Operating protocol for the assembly). V širším slova smyslu celkový proces sestavování ostění začíná instalací segmentů na výchozím tunelovém portálu a končí, když poslední prstenec opustí ocasní část štítu v blízkosti koncového tunelového portálu. Předtím než jsou segmenty dopraveny k tunelovacímu stroji, musí být beton dostatečně vyzrálý a segmenty zkontrolované z hlediska veškerých geometrických tolerancí a možných poškození.

Jednotlivé segmenty jsou na své místo dováženy buď pomocí vozíků pohybujících se po kolejové trati nebo s využitím multifunkčních vozidel (Multi-service vehicles – MSVs) s gumovými koly, kterými pojíždějí přímo po segmentech. Je důležité, aby během přepravy nedošlo k poškození segmentů. Pokud by se tak stalo, je nutné tento případ zaznamenat, vyhodnotit příčiny a ihned provést nápravu.



Obr. 528: Vlevo multifunkční vozidlo MSV, vpravo vagón na segmenty převážející segmentové ostění do tunelu (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, 103; <http://d-t.sg/Tunnel%20Segment%20Cara.jpg>)

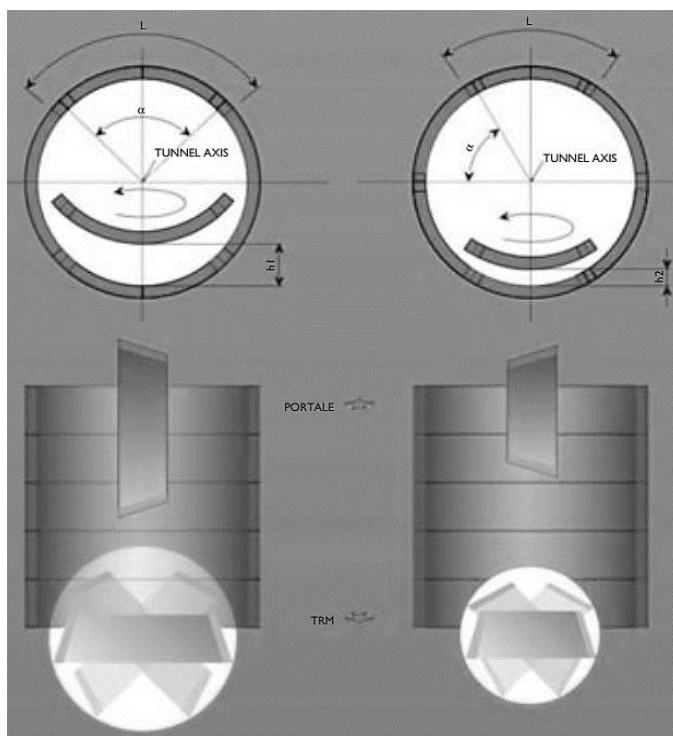
Segmenty jsou nejprve přepraveny ke konci tunelovací sestavy, kde jsou vyzvednuty systémem (podélným jeřábem) nazývaným „segment feeder“, který je přepraví přes tělo tunelovacího stroje (viz Obr. 529) k podavači segmentů. Ten je pak posouvá přímo pod erektor.



Obr. 529: Přeprava segmentů k místu sestavování prstence ostění (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

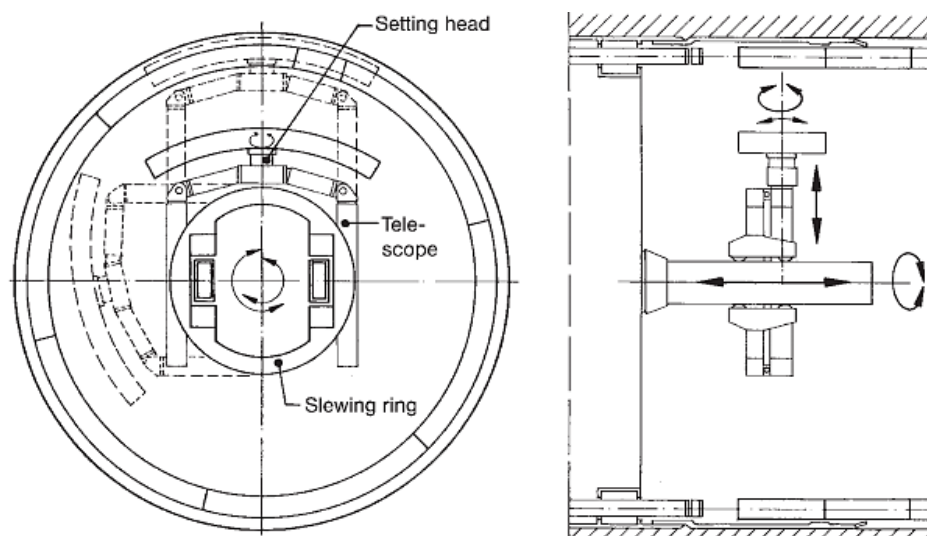
Prostor pod přípojnými vozíky tunelovacího stroje je velice omezen. S tím je také spojena možnost manipulace se segmenty. Ty musí být vždy po jejich dovezení k tunelovacímu stroji otočeny minimálně o 90°. Na Obr. 530 je jasně vidět závislost mezi maximální velikostí

segmentu a prostorem pro manipulaci. V případě tunelů o malých až středních příčných profilech, kde se prstenec skládá z malého počtu segmentů, je nebezpečí porušení segmentů během transportu a manipulace velice vysoké.



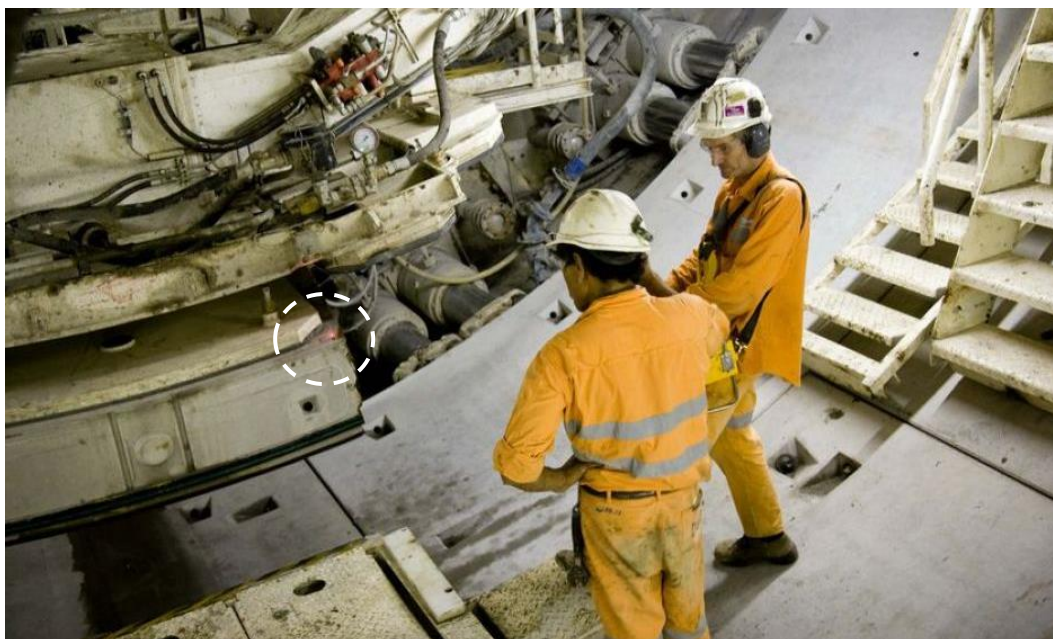
Obr. 530: Omezená manipulovatelnost se segmenty v prostoru tunelovací sestavy; vlevo větší segmenty; vpravo menší segmenty (Tunnel axis – osa tunelu, Portale – portál tunelu, TRM – tunelovací stroj) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 193)

Je důležité, aby byla koncová část štítu a již sestavený prstence ostění před instalací nového prstence dokonale vyčištěny (především v invertu tunelu). Jednotlivé segmenty jsou do své polohy umístěny prostřednictvím erektoru, který může pracovat buď na základě mechanického úchopu, nebo vakuového podtlaku (více o možnostech erektorů v kapitole 16.2 *Systém ukládání segmentů*). Moderní erektory (viz Obr. 531) umožňují otáčení své hlavy ve všech šesti stupních volnosti (tři posuny a pootočení). Proces sestavování ostění je vždy urychlen, pokud jsou posuny erektorem v co největší míře omezeny a dochází pouze k rotacím.



Obr. 531: Příklad erektoru (Setting head – manipulační hlava, Telescope – teleskop, Slewing ring – otočný prstenec) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 136)

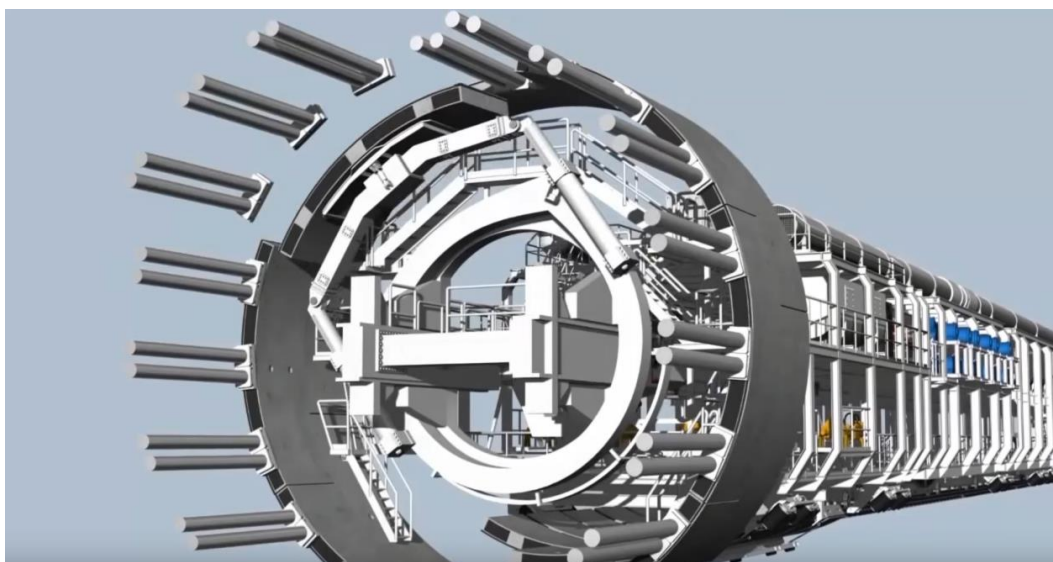
Navádění erektoru na segment se obvykle provádí manuálně, za pomoci laserového cílení na terčíky nebo důlky umístěné na jednotlivých segmentech (viz Obr. 532). Pomocí podélných paprsků je segment obdobně naváděn do své finální polohy.



Obr. 532: Operátor navádějící erektor (<https://www.abc.net.au/news/image/1087282-3x2-940x627.jpg>)

Pořadí jednotlivých segmentů, které přijdou k erektoru, musí být přesně nastaveno, aby respektovalo plánovaný postup montáže. Takže první segment, který k erektoru přijde, je prvním segmentem, který je v prstenci instalován a posledním je obvykle závěrný klenák. Ke kontrole správnosti sestavování jsou segmenty obvykle opatřeny značkami (viz kapitola 16.8 Označování segmentů).

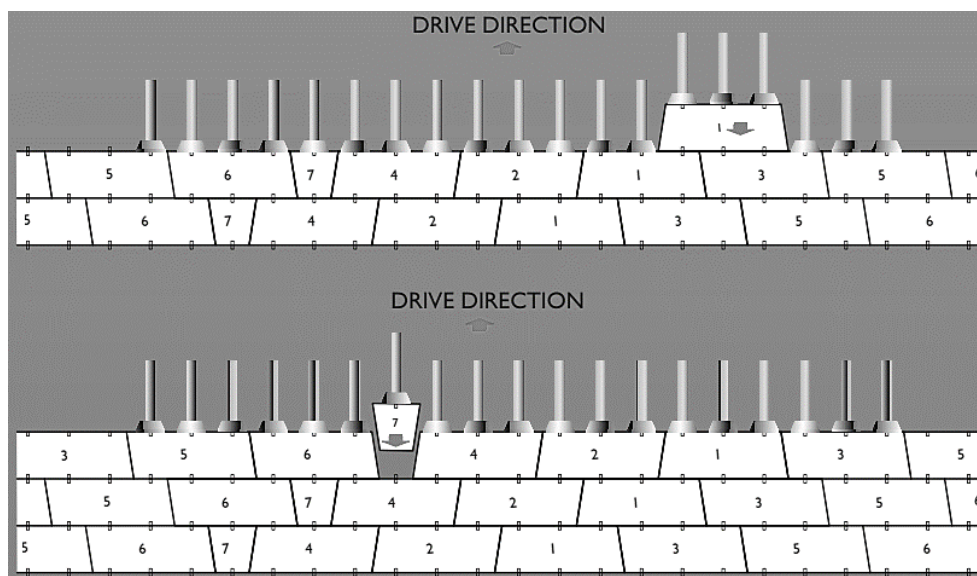
Před sestavením prstence ostění je každý segment ještě vizuálně kontrolován.



Obr. 533: Umístění segmentu ostění do finální polohy pomocí vakuového erektoru (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

Není neobvyklé, že proces transportu, manipulace a instalace segmentů je rozhodující pro celkový návrh segmentového ostění. Vliv těchto fází výstavby by se neměl v průběhu návrhu podceňovat a měla by mu být věnována dostatečná pozornost.

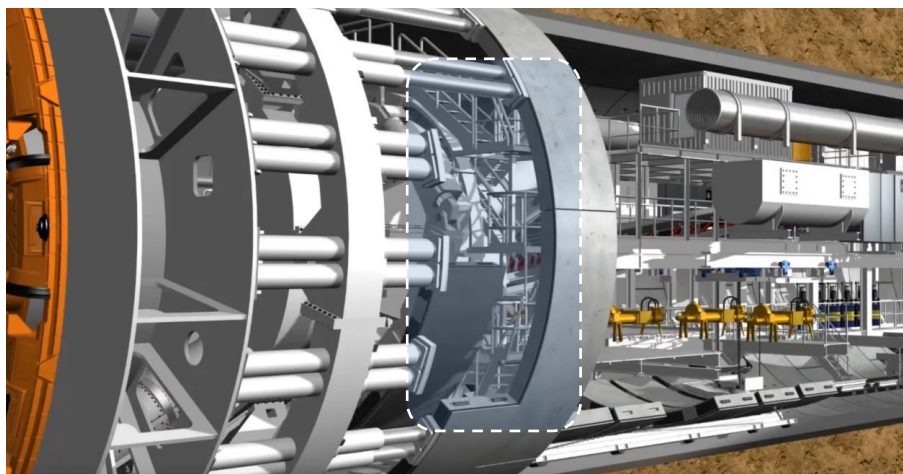
Obr. 534 ukazuje v rozvinutém pohledu zjednodušené schéma postupu montáže třech prstenců ostění. Po uložení prvního segmentu do své pozice následuje přitlačení štítovými lisami a vzájemné spojení s již sestaveným prstencem. Až poté je prvek erektorem uvolněn. Následně proběhne osazení dalších stejným způsobem, vždy jednoho napravo a druhého nalevo až do chvíle, kdy jsou umístěny poslední segmenty sousedící s klenákem. Poté je uzavřen celý prstenec závěrným klenákem. Proces sestavení prstence trvá přibližně 20 až 40 minut.



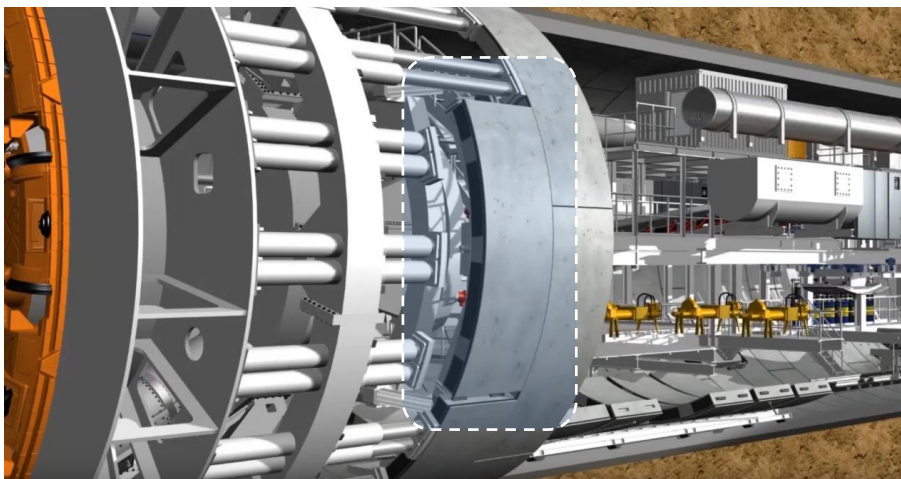
Obr. 534: Proces sestavování ostění (číslo značí pořadí segmentu v průběhu montáže jednoho prstence ostění) (Drive direction – směr ražby) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 194)

V průběhu instalace ostění (viz Obr. 535, Obr. 536 a Obr. 537) je vždy stažen pouze minimálně nezbytný počet štítových lisů tak, aby byla zaručena stabilita tunelovacího stroje a segment mohl být uložen do své finální polohy. V případě působení třech lisů na jeden prvek je nově uložený segment po svém uložení zatížen obvykle pouze prostředním a krajním lisem blíže k již uloženému prvku. Zbýlý lis je aktivován vždy až po usazení sousedního nového segmentu, aby se omezil vznik sekundárních namáhání.

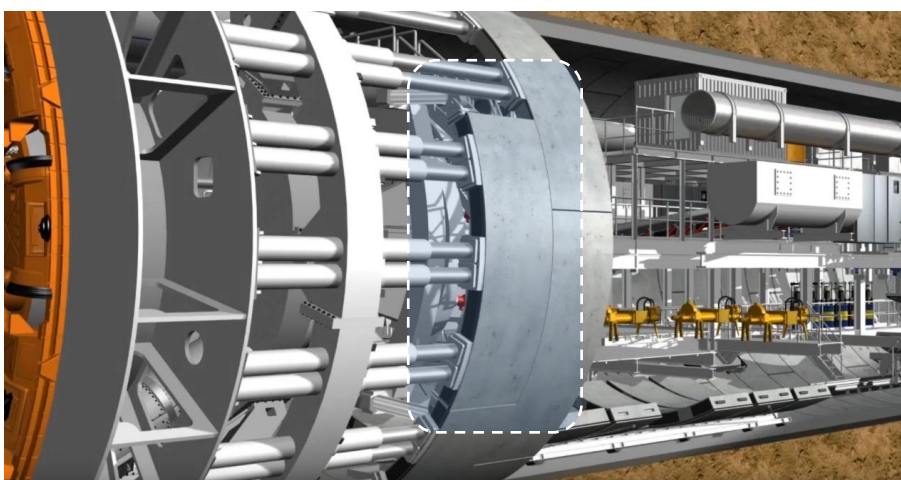
Stabilita segmentů v průběhu montáže prstence je zajištěna štítovými lisami, erektorem a spojovacími prostředky (šrouby, čepy apod.). Tato fáze instalace ostění je pro posádku potenciálně nejvíce riziková. Hrozí nebezpečí pádu segmentu z výšky. V současné době se většina ostění provádí s neprůběžnými podélnými spoji. Lze tak vizuálně kontrolovat, že je spoj mezi přilehlými segmenty vždy přerušovaný.



Obr. 535: Uvolnění štítových lisů (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)



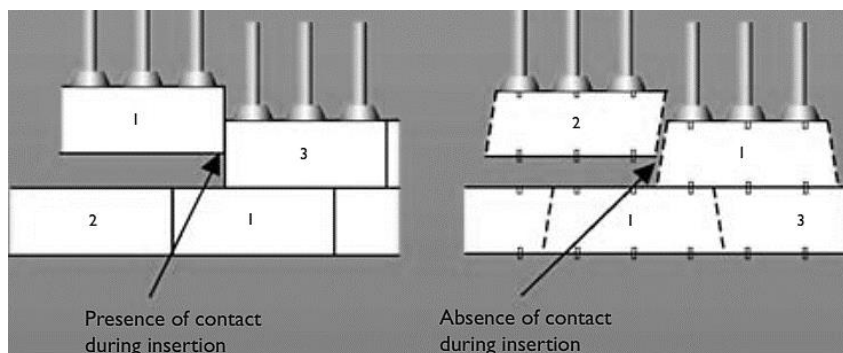
Obr. 536: Uložení segmentu do své polohy (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)



Obr. 537: Aktivace štítových lisů (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

33.1 Montáž běžných segmentů

V případě spojování sousedních prvků pomocí čepů (kolíků) v příčných spojích se předpokládá, že jsou jednotlivé segmenty dopraveny na místo montáže již s těmito prvky instalovanými na svém místě. Segment musí být do finální pozice v posledních 15 až 20 cm (to je na délku vyčnívající části čepu) ukládán rovnoběžně s tunelovou osou. Jestliže jsou použity obdélníkové segmenty, dochází ke styku mezi sousedními těsnícími vložkami (viz Obr. 538 vlevo). Vždy je důležité, aby bylo segmentové těsnění dostatečně namazané před uložením segmentu do své polohy. Pokud tomu tak není, tak může být těsnění poškozeno. Praktickým řešením je v tomto případě návrh zkosených segmentů (viz Obr. 538 vpravo).



Obr. 538: Riziko poruchy těsnění segmentů v případě spojování čepů v příčných spárách (Presence/absence of contact during insertion – přítomnost/absence kontaktu při ukládání segmentu) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 195)

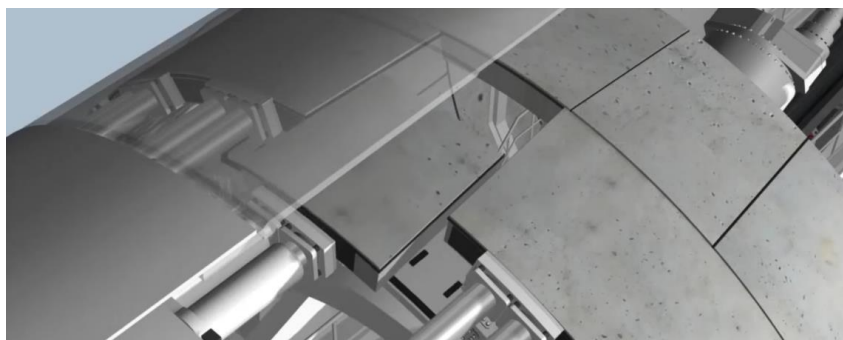
Čepy (viz kapitola 16.1.2 *Spoje pomocí kolíků*) se používají do příčných spár mezi jednotlivými prstenci ostění. Není moc efektivní používat čepy pro spojování sousedních prstenců a šrouby pro spojování sousedních segmentů v prstenci. Z tohoto důvodu musí být pohyb v podélných spojkách omezen jiným způsobem. Nejčastěji pomocí vodících tyčí.

Tak vysoké riziko poškození těsnění nehrozí u spojování pomocí šroubů. Segment může být k místu svého uložení dopraven po obvodu ostění a finální podélné usazení k přilehlému segmentu je provedeno jen ve vzdálenosti několika centimetrů. Tím se lze vyvarovat poškození těsnění a mohou být užity klasické obdélníkové segmenty. Důležité je vnést do podélné spáry pomocí erektoru určité předpětí a aktivovat tím těsnění proti účinkům podzemní vody.

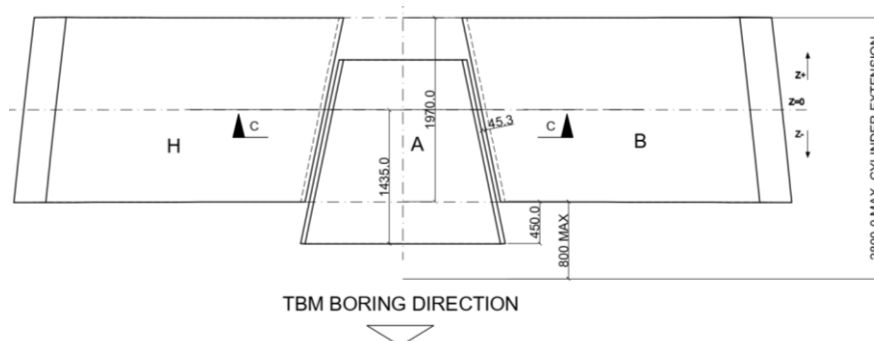
33.2 Montáž závěrného klenáku

Závěrný klenák je poslední segment, který je usazen do své polohy. Z tohoto důvodu je po kruhovém posunu na jeho místo možný pouze finální pohyb rovnoběžný s tunelovou osou. Nejprve musí být prověřeno, že je mezi sousedními segmenty dostatek místa pro zasunutí klenáku. Obvykle se uvažuje s tolerancí alespoň 5 mm. Jestliže tomu tak není, je nutné v krajním případě celý prstenec erektorem rozložit a následně znovu složit a lépe. V praxi ale bývá klenákem ostění roztlačováno z hlediska časové náročnosti opětovné instalace celého prstence ostění, což má obvykle za následek poruchy těsnění v tomto místě nebo odlamování hran klenáku a sousedních segmentů.

Po změření světlosti otvoru pro klenák následuje uvolnění alespoň dvou štítových lisů u sousedních segmentů (záleží na nutném přitlaku na čelbu z hlediska zaručení stability masivu), aby bylo umožněno volné roztlačení prstence. Poté se může přistoupit k osazení uložení závěrného klenáku (viz Obr. 539, kde sousední lisy staženy nejsou).



Obr. 539: Montáž závěrného klenáku (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)



Obr. 540: Naznačení běžného a maximálního zdvihu štítových lisů při montáži závěrného klenáku (TBM boring direction – směr ražby, Cylindrical extension – zdvih štítových lisů) (Metrostav ©2019)

Obr. 540 ukazuje pohyb klenáku nutný k uzavření prstence ostění. Je zde vidět nebezpečí kolize vrcholů segmentu se stranami přilehlých prvků. Aby se zabránilo těmto poruchám, je nutné vzít v úvahu jak úhel půdorysného zkosení stran klenáku, tak úhel zkosení

podélného spoje (více viz 14.1 Závěrný klenák). Z tohoto důvodu je nutné geometrickému návrhu klenáku a přiléhajících segmentů věnovat velmi vysokou pozornost. V případě, že chybí osadit pouze závěrný klenák, je kvůli prostoru pro jeho uložení nutné, aby měly štítové lisy vždy větší zdvih, než je šířka běžného segmentu. Maximální zdvih štítových lisů nebývá větší než cca 1,5násobek šířky prstence (viz Obr. 540).

Dalším problémem při uzavírání prstence ostění je možné „rolování“ těsnících profilů vlivem třecích sil. Pokud k tomuto jevu dojde, je ohrožena vodotěsnost ostění. Řešením je mazat těsnící profily, aby se omezily třecí síly, nebo používat tužší kotvená těsnění.



Obr. 541: Proces vkládání klenáku – nasunutí do finální polohy (foto P. Vítek)

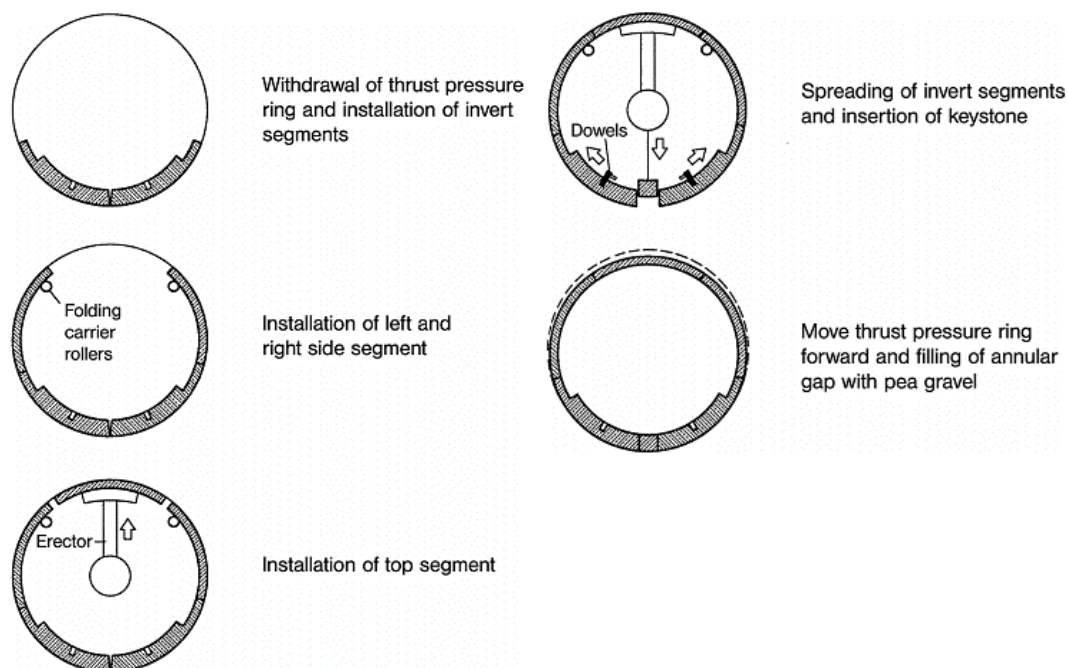


Obr. 542: Proces vkládání klenáku – montáž upevnění (foto P. Vítek)

Uzavření prstence je velice citlivá operace vyžadující opatrnost a dobré schopnosti operátora erektoru.

33.3 Atypický způsob montáže ostění

Ve Švýcarsku je často používaný odlišný způsob montáže ostění, než je ve světě běžný. Pět segmentový prstenec je uzavřený klenákem zespodu. Ostění je v tomto případě navrženo jako dvouplášťové, kde spoje mezi vnějšími segmenty nejsou vodotěsné. Mezi segmenty a vnější monolitické ostění je vložena hydroizolační fólie, která zajišťuje voděodolnost díla. Proces instalace jednoho prstence ostění je vidět na Obr. 543.



Obr. 543: Proces instalace pětivrstevného segmentového ostění se spodním uložením klenáku (Withdrawal of thrust pressure ring and installation of invert segments – uvolnění přítlakových sil a montáž segmentů v invertu ostění, Installation of left and right side segment – instalace levého a pravého bočního segmentu, Folding carrier rollers – podpůrné skládací válce, Installation of top segment – montáž segmentu ve vrcholu klenby, Erector – erektor, Spreading of invert segments and insertion of keystone – roztlačení invertových segmentů a vložení závěrného klenáku, Dowels – kolíky, Move thrust pressure ring forward and filling annular gap with pea gravel – přítlak štitových lisů vpřed a vyplnění mezery za ostěním kulatozrnným štěrkem) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 124)

V první fázi jsou uloženy na dno výrubu dva invertové segmenty, v kterých jsou předem připraveny kapsy pro zasunutí tyčí. Na tyto segmenty jsou zasazeny další dva boční. Ty jsou podpírány pomocí otočných válcových stoliček, protože v tento moment nejsou k sobě sousední segmenty žádným způsobem připevněny, ani podpírány silou štitových lisů. V dalším kroku následuje uložení stropního segmentu pomocí erektoru, který segment na stropu podporuje, dokud nejsou od sebe spodní segmenty za pomoci tyčí odtaženy a závěrný klenák není do tohoto prostoru usazen. V poslední fázi je roztlačení segmentů v invertu uvolněno. V této chvíli je již prstenec ve své finální pozici a je stabilní. Není už třeba opory válcových stoliček ani erektoru.

Výhodou tohoto způsobu ukládání segmentů je především fakt, že se lze vyhnout nepříznivým sekundárním namáháním od nepřesností v uložení, které vznikají v případě vtlačování zkoseného klenáku ve vrcholu klenby, jako je tomu u klasického způsobu montáže. Další výhodou je velice krátký čas sestavování prstence tímto způsobem, který je 15 až 20 minut. Nevýhodou je malá přesnost v průběhu instalace, menší bezpečnost posádky a možné odrážení hran segmentů.

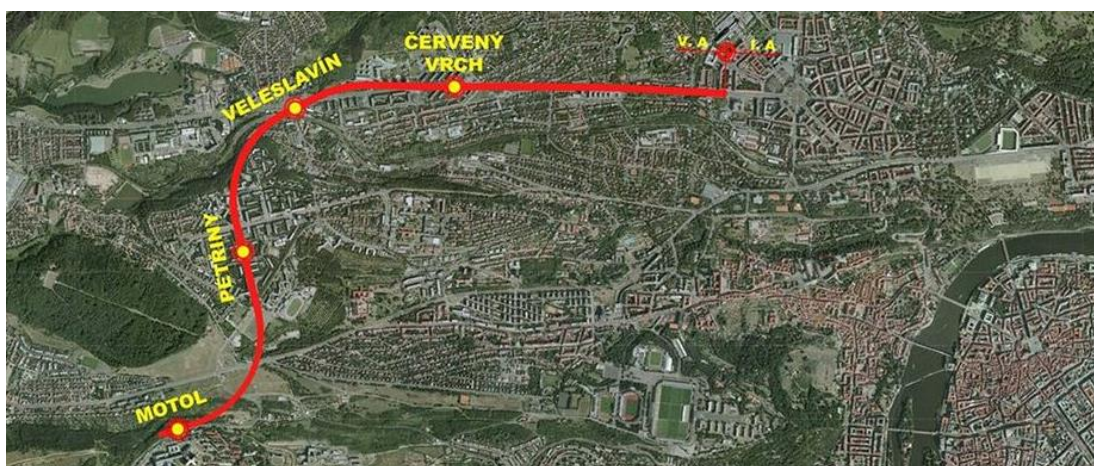
Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 123-124); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 193-196); (Wittke, a kol., 2007, s. 63-64); (Blom, 2002a, s. 14-15), (Goodfellow, 2011, s. 49).

34 Příklady segmentového ostění z realizace v České republice

V České republice se po roce 1989 realizovaly pouze dva tunely větších průměrů pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů s tlakovou podporou čelby, kde bylo zároveň použito betonové segmentové ostění. Jako první byly raženy traťové tunely prodloužení trasy metra V.A v Praze v letech 2010-2015 a poté mezi roky 2013-2017 železniční tunely poblíž Ejovic.

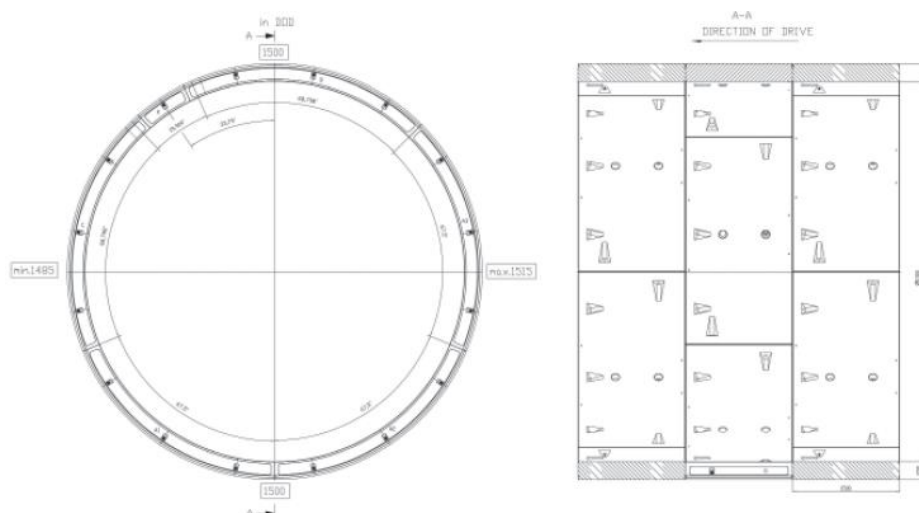
34.1 Traťové tunely metra V.A (Dejvická – Motol)

Na tomto úseku prodloužení metra ze stanice Dejvická přes Červený Vrch, Veleslavín a Petřiny do stanice Nemocnice Motol celkové délky 6 134 m byl poprvé pro výstavbu traťových tunelů metra využit plnoprofilový tunelovací štít (délka takto raženého úseku 2 x 4 050 m) a prefabrikované segmentové ostění. K ražbě bylo použito dvou zeminových štítů, který se jmenovaly „Tonda“ (S-609) a „Adéla“ (S-610) od firmy Herrenknecht.



Obr. 544: Situace stavby prodloužení metra V.A v Praze (Vítek, a kol., 2012)

Ostění je navrženo jako jednoplášťové s uzavřeným systémem hydroizolace. Každý prstenec ostění použitý k zabezpečení výrubu se skládá z šesti segmentů v kombinaci „5 + 1(1/3)“ viz Obr. 545. Je tvořen třemi základními segmenty, dvěma atypickými segmenty sousedícími s klenákem a vlastním závěrným klenákem přibližně třetinové velikosti vůči běžnému segmentu. Pro sestavení ostění bylo použito celkem 32 400 jednotlivých segmentů.



Obr. 545: Segmenty použité pro sestavení jednoho prstence – prodloužení metra V.A (Metrostav ©2019)

Vnitřní průměr prstence ostění je 5,3 m, tloušťka segmentu byla navržena na 0,25 m a šířka nosného prstence na 1,5 m (konicita 30 mm). Hmotnost klenáku činí cca 1 tunu, hmotnost běžného segmentu je přibližně 3 tuny. Hmotnost jednoho prstence ostění 15,7 t. Na výrobu byl díky značné excentricitě normálové síly použit železobeton C50/60 s poměrně vysokým stupněm vyztužení – 110 kg výztuže na m³ betonu. Segmenty jsou klasické obdélníkového tvaru s plochými styčnými spárami spojované kotevními šrouby v příčných i podélných spárách a těsněné vnějším těsnícím profilem umístěným do předem vytvořených drážek. Na segmenty působilo 16 dvojic štítových lisů (úhel rotace 22,5°), tři dvojice na běžný segment a jedna dvojice na klenák.



Obr. 546: Sestavené segmentové ostění prodloužení metra V.A (Hilar, Vítek, 2012)

Rozhodující část segmentového ostění byla vyrobena z betonu vyztuženého prutovou výztuží. Zároveň se povedlo provést zkušební úsek délky 15 m se segmenty z drátkobetonu, které byly před svým usazením obsáhle testovány ve zkušebních laboratořích Kloknerova ústavu ČVUT a výsledky porovnávány s rozsáhlou numerickou analýzou.



Obr. 547: Experimentální zatěžování drátkobetonových segmentů (Hilar, Vítek, 2012)

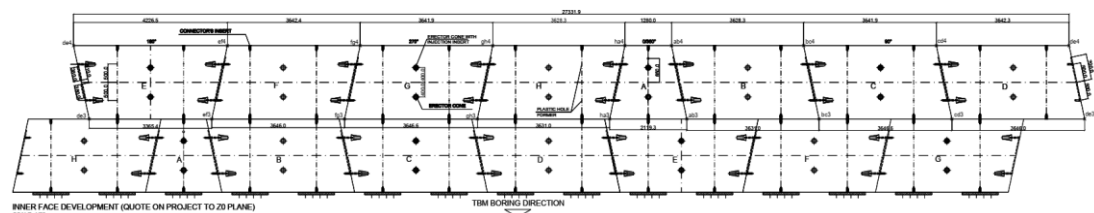
34.2 Tunely Ejovice

Dva jednokolejné železniční tunely realizované na modernizaci trati mezi Rokycany a Plzní na III. vnitrostátním tranzitním železničním koridoru mají za cíl zkrátit dobu cesty na tomto úseku o cca 10 minut a v budoucnu umožnit projíždět úsekem traťovou rychlostí až 200 km/h. Tento tunel je v současné době s 4 115 m nejdelším tunelem na území České republiky. K ražbě bylo použito plnoprofilového konvertibilního zeminového štítu od firmy Herrenknecht, který nesl jméno „Viktorie“ (S-799). Ražba probíhala s nadloží od cca 8 metrů až po 65 metrů.



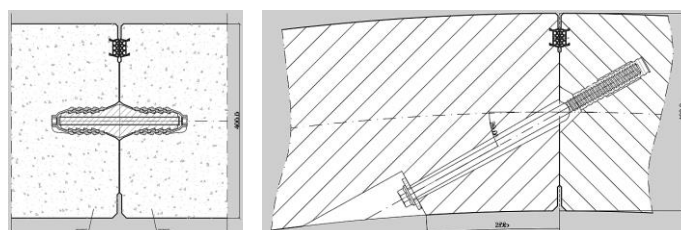
Obr. 548: Situace stavby tunelu Ejovice (<https://www.koridory.cz/archives/13289/>)

Stejně jako u předchozího projektu bylo i zde použito jednoplášťové segmentové prefabrikované ostění. Vnitřní průměr ostění je 8,7 m. Tloušťka ostění je 0,4 m a šířka prstence 2,0 m. Každý prstenec ostění je složen z 8 segmentů v konfiguraci „7 + 1(1/2)“. Vystrojená hmotnost jednoho prstence ostění je 60 t. Celkově bylo vyrobeno na tento projekt více než 33 000 segmentů. Tvarově se jedná o rovnoběžníkové segmenty (závěrný klenák a reverzní segment lichoběžníkového tvaru) s plochým tvarem spár spojované v příčných spojích plastovými kolíky a v podélných spárách šrouby s pomocí vodících tyčí.



Obr. 549: Skladebné schéma segmentů tunelu Ejovice (Metrostav ©2019)

Jednotlivé prvky byly zhotoveny z drátkobetonu C45/55, pouze v blízkosti tunelových portálů (na délku 10 prstenců), v poruchových oblastech a v místech tunelových propojení byly navrženy segmenty vyztužené klasickou prutovou výztuží nebo kombinací (v místě propojek).



Obr. 550: Detail hydroizolace a příčné (vlevo) a podélné spáry (vpravo) spolu se spojovacími prvky (Metrostav ©2019)

Hydroizolační funkce je zajištěna samotnými betonovými prvky (s omezenou šířkou trhlin) a vnějšími těsnícími profily mezi segmenty vkládanými přímo do formy bednění a kotvenými přímo do prvku ostění (viz Obr. 550).



Obr. 551: Sestavené ostění tunelů Ejpovice (<http://www.satra.cz/tunel-ejpovice/>)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Metrostav ©2019); (Hilar, Vítek, 2012); (Kuňák, a kol., 2011); (Vítek, a kol., 2012).

35 Řešení prostupů v segmentovém ostění

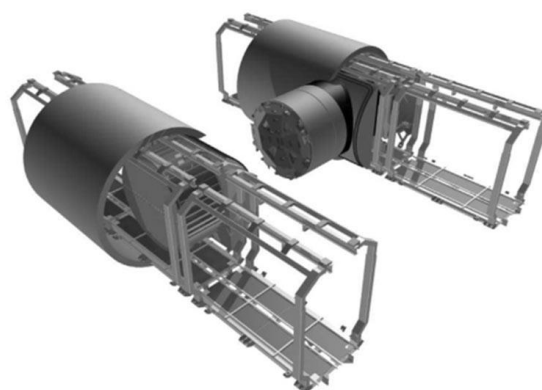
Obecně bývá nutné prostupy tunelovým ostěním vytvořit hned z několika důvodů. V případě návrhu tunelu s dvěma oddělenými tunelovými troubami pro každý dopravní směr, je z hlediska bezpečnosti osob vždy nutné zhotovit po určité vzdálenosti příčná propojení mezi oběma tunelovými troubami. Je to především proto, aby byl umožněn únik osob v případě požáru do protější tunelové trouby. S bezpečností souvisí také nouzové zálivy a výklenky. Dalším důvodem pro vytvoření prostupů v ostění jsou vstupy do různých servisních a obslužných místností a prostorů. V neposlední řadě pak přechody z tunelové trouby do větracích, provozních a nouzových šachet, galerií, sběrných jímek pro vodu nebo střední části trojlodních stanic podzemní dráhy. U vysokorychlostních tratí se lze setkat s nutností propojení sousedních tunelů kvůli pístovému efektu.

Na Obr. 552 lze vidět, jakým způsobem byly řešeny prostupy v minulosti s použitím litinových tubingů speciálně upravených do tvaru nosného rámu.



Obr. 552: Řešení prostupu ve stanici Staroměstská (Weiss, 2017, s. 23)

Nejběžnějším způsobem zajištění prostoru příčných propojení a technologických místností je stříkaným betonem pomocí ražby konvenčními tunelovacími metodami. V případě provádění příčných prostupů ostěním pod hladinou podzemní vody se lze setkat s použitím injektáží nebo zmrazování okolního prostředí (viz Obr. 553 vlevo) a tím zvýšení mechanické odolnosti a snížení propustnosti masivu. Někdy se používá i metoda protlačování. Zajímavostí, která zatím není ve světě moc rozšířena je užití malých razicích strojů pro případ velmi dlouhých propojek (viz Obr. 553 vpravo).



Obr. 553: Zmrazování (vlevo) a speciální mechanizovaná ražba (vpravo) při výstavbě tunelové propojky (<https://tunnelingonline.com/wp-content/uploads/2015/04/Miami-for-TBM.jpg>) (<https://www.tunneltalk.com/images/article-0298/image1.jpg>)

Provádění prostupů segmentovým ostěním je vždy velice zdoluhavá a pracná operace, která vyžaduje kvalitní statické posouzení spolu s promyšleným harmonogramem výstavby.

35.1 Umístění prostupu

Optimální poloha prostupu pro příčné propojení záleží na spoustě okrajových podmínkách, z nichž nejdůležitější jsou:

- Poloměr hlavní tunelové trouby
- Tvar příčného propojení a způsob jeho zajištění
- Průjezdny či průchozí profil propojek
- Geometrické uspořádání segmentového ostění s lokací podélných spojů
- Umístění technologických vedení v hlavním tunelu
- Geologické a hydrogeologické vlastnosti okolního horninového masivu
- Typ a koncept tunelového těsnění a hydroizolace propojky
- Harmonogram výstavby s ohledem na příčné rozrážky
- Požadavky z hlediska trvanlivost a požární ochrany

Rovněž je výhodné, pokud se osa propojky nachází přibližně ve stejné výškové úrovni jako osa hlavní tunelové trouby. Klenák by měl být umístěn naproti prostupu. Výhodné je, pokud jsou v místě propojek prstence rovné, tedy s rovnoměrnou délkou, kde nejsou kladeny tak vysoké požadavky na skladebná schémata sousedních prstenců. Pro omezení počtu speciálních segmentů se doporučuje, aby byly v místě příčných propojení obě hlavní tunelové trouby sestaveny zrcadlově. To ale znamená, že v těchto místech nejsou možné žádné modifikace prostorového vedení tunelovacího stroje.

35.2 Napojení těsnění

Klíčové pro návrh detailu napojení hydroizolace propojky na hlavní tunelovou troubu je uvažovaný systém těsnění a velikost hydrostatického tlaku vody. Je možné zhotovit ostění propojky z vodonepropustného betonu, nebo použít klasické foliové hydroizolační souvrství.

V nejběžnějším případě kombinace fóliové izolace propojky a jednoplášťového vodonepropustného ostění hlavní tunelové trouby je hydroizolace propojky nalepena na předem připravenou vnější plochu betonových segmentů a přitlačena pomocí ocelové příruby. Nevýhodou je geometricky složitý tvar napojení spolu s křížením izolace s několika podélnými spárami s klasickým segmentovým těsněním. Tento prostor musí být vyplněn, aby jím voda nemohla protékat. Doporučuje se sem umístit i speciální trubice pro následnou injektáž.

35.3 Podpora horninového masivu a segmentového ostění

Prsteneц ostění je v místě prostupu trvale přerušeny. Jedná se o složitý prostorový roznos zatížení. Vnitřní síly musí tento volný prostor obtéci a tím přitěžují sousední prstence ostění. Definitivně je prostup obvykle zajištěn pomocí monolitického betonového krčku (límce, anglicky collar) propojky. Monolitický nosný rám, který umožní přenést zatížení z přerušeneho prstence, je ale možno vybetonovat až po rozražení propojky, proto musí být dočasně použito k zajištění stability jiné řešení např. podpurný rám ze speciálních ocelových segmentů, ocelové kruhové nosníky podporující ostění atd. Také je možné zajistit napojení segmentů v přerušeneho prstenci na okolní s pomocí speciálních spojovacích prostředků implementovaných do betonových segmentů. Detailní popis všech metod je uveden v dalším textu.

Vždy musí být statickým výpočtem ověřena míra zvýšeného namáhání segmentů sousedících s prostupem během výstavby i v trvalém stavu. Z hlediska možných rozdílných deformací hlavní tunelovou trouby a propojky se doporučuje mezi obě konstrukce vložit dilatační spáru. V případě, že je k zajištění dočasné nosné funkce v místě příčného propojení užito zmrazování či rozsáhlá injektáž horninového masivu, lze uvažovat, že přerušeny prsteneц bude přenášet pouze svou vlastní tíhu. Dále je nutné staticky posoudit, jak se přerozdělí namáhání ve zbylé části nosného prstence a s tímto zatěžovacím stavem uvažovat při návrhu jednotlivých segmentů, případně jejich vyztužení.

Samotný prostup v ostění je možné udělat vybouráním stávajících betonových segmentů pomocí hydraulických kladiv, vývrty nebo kotoučovými pilami na vyztužený beton. Je možné se setkat i se speciálními segmenty, v kterých jsou předem předřezány nebo vybedněny spáry, které slouží k lepšímu odbourání části ostění v prostupu. Při bourání je také výhodné segmenty vyztužit například FRP pruty (viz kapitola 29 *Vyztužování segmentového ostění*), které lze snadněji řezat.

35.3.1 Ocelové rámy tvořené vlastními segmenty

K dočasnému (a následně i trvalému) zajištění místa prostupu ostěním lze použít speciální ocelové segmenty, které obvykle mají oproti betonovým vyšší houževnatost a lepší trvalou spojitelnost a tím zajistí roznos zatížení skrze otvor v ostění svým rámovým působením. Příklad takového uspořádání je vidět na Obr. 554. Speciální ocelové segmenty bývají často doplněny vnitřními výplňovými segmenty, které mohou být z ostění vyňaty nebo vybourány a tím je vytvořen požadovaný prostup ostěním.



Obr. 554: Příklad řešení prostupu ostěním prostřednictvím ocelových segmentů (DAUB, 2013, s. 38)

Tyto speciální ocelové segmenty musí mít stejnou šířku prstence ostění jako standardní prstence. Napojení v místech podélných a příčných spojů musí korespondovat se spoji mezi klasickými segmenty a zajišťuje přenos vnitřních sil z betonových segmentů. Kvůli štítovému těsnění by měl vnější líc segmentů vždy navazovat na sousední betonové. Vnitřní líc ocelových segmentů musí splňovat náročné požadavky požární a protikorozní ochrany. Z hlediska koroze je nejběžnější používat dostatečnou vrstvu protikorozních povlaků nebo provést obetonování ocelových segmentů z vnitřní strany. Co se týká požáru, tak zde platí obdobná řešení jako v případě běžných betonových segmentů. Provádí se buď protipožární nátěry, obklady nebo vlastní odolnost zajistí dostatečná vrstva betonu, vyplňující z vnitřní strany ocelové segmenty. Z tohoto důvodu bývá vnitřní průměr o trochu větší než u běžných betonových segmentů v délce trasy.

Těsnění speciálních ocelových segmentů musí dokonale navazovat na těsnění okolních betonových a nesmí být během montáže poškozeno. Speciální ocelové segmenty musí být dostatečně tuhé, aby odolaly velkému zatížení štítovými lisy. Zároveň je díky lokalizaci zatížení do ocelových výztuh nutné přivytužit přilehlé betonové segmenty na místě příčného spoje.

Z hlediska správného přenosu zatížení je doporučeno provést důkladné spojení jednotlivých ocelových segmentů vysokopevnostními ocelovými spojovacími prvky, aby bylo zaručeno rámové působení v místě prostupu a přenos smykových sil na sousední segmenty.

Na Obr. 555 je patrná optimalizace vnitřních výztuh ocelových segmentů sledujících dominantní trajektorie hlavního namáhání.



Obr. 555: Řešení prostupu ostěním – Crossrail (http://74f85f59f39b887b696f-ab656259048fb93837ecc0ecbcf0c557.r23.cf3.rackcdn.com/assets/library/image/c/original/cross-passage%20on%20eastern%20running%20tunnels_173643.jpg)

35.3.2 Vnější ocelový rám kolem prostupu

Příklad ocelového rámu zajišťujícího prostup je znázorněn na Obr. 556 vlevo. Bývá problém zajistit jeho správné připevnění k ostění. Na stojky je vhodné kvůli jejich tuhosti použít často příhradové uspořádání. Nevýhodou tohoto řešení je značné omezení průjezdného a průchozího profilu uvnitř tunelu a kupříkladu nemožnost protáhnout závěs razicího stroje zpět po skončení ražeb v průběhu demontáže.

35.3.3 Vnější ocelový prstenec

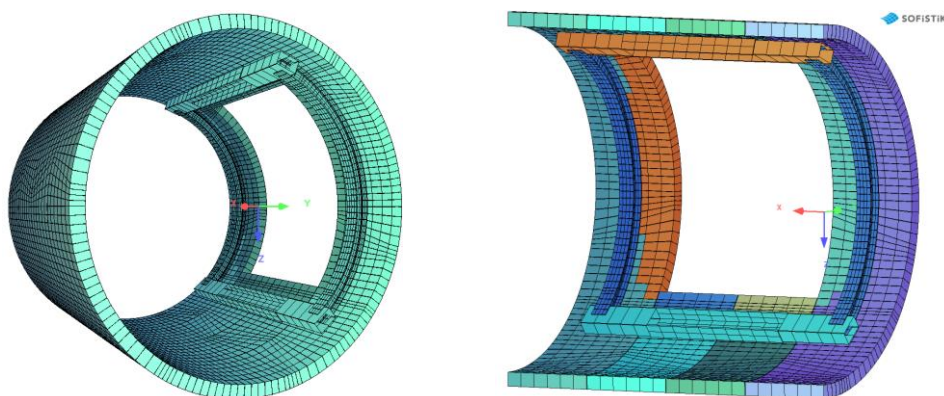
Vnější ocelový prstenec je vidět na Obr. 556 vpravo. Celý prstenec musí být aktivován hydraulickými lisami nebo vůči segmentům důkladně vyklínován. Jeho nevýhodou je velká spotřeba materiálu, vysoká pracnost sestavení a omezení pracovního prostoru v tunelu. Dříve nazývaný „hedgehog structure“. Dnes již ale není tento způsob moc užíván.



Obr. 556: Dočasné zajištění prostupu ocelovým rámem (vlevo) a ocelovým prstencem (vpravo) (http://www.tunnel-online.info/imgs/100834734_f7261936b9.jpg; http://projects.dr-sauer.com/files/dr-sauer/public/styles/cdd_large/public/content/project/1886/illustrations/propping-tbm-tunnel-cross-passage.jpg?itok=jLR-OLJB)



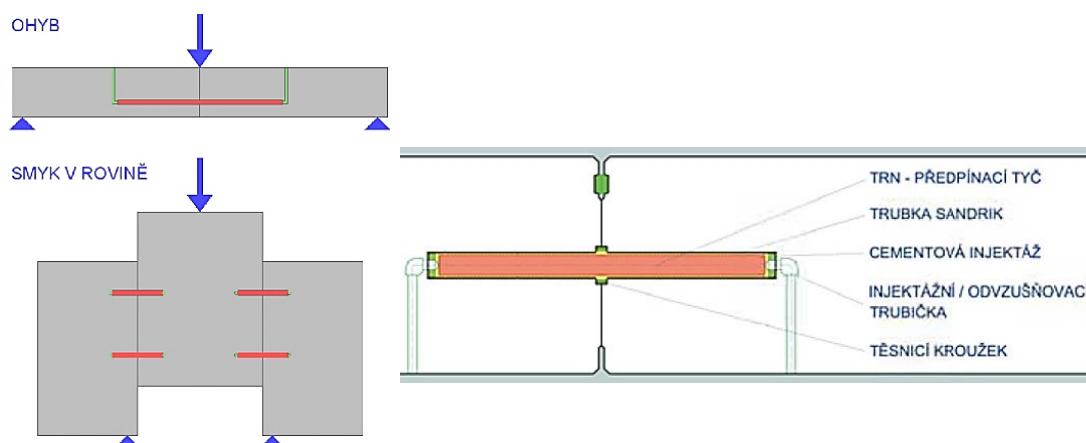
Obr. 557: Příklad realizace prostupu prodloužení metra V.A pomocí vnějšího ocelového kruhového prstence (Weiss, 2017, s. 34)



Obr. 558: Statický model výpočtu ocelového rámu pro zajištění ostění v místě příčného propojení – projekt Sydney metro (HOCHTIEF ©2019)

35.3.4 Zesílené spojovací prvky

Dočasnou stabilitu přerušného prstence ostění a roznos zatížení na okolní prstence ostění lze zajistit dočasným zabezpečením místa prostupu pomocí speciálních spojovacích prostředků umístěných do příčných spár, které jsou obvykle dvojího typu – tahové a smykové (viz Obr. 559 vlevo). Konkrétní uspořádání kotevních prvků je předmětem důkladného statického posouzení. Toto řešení má patentované společnost METROSTAV, a.s.



Obr. 559: Vlevo způsob namáhání spojovacích prvků při zajištění prostupu ostěním; vpravo zainjektované spojovací trny (Vítek, Rössler, 2014)



Obr. 560: Vlevo zesílený armokoš ovinutím v místě spojovacích trnů; vpravo finální segment s otvory pro spojovací trny (foto P. Vítek)

Trny namáhané ohybem jsou delší a obvykle umísťovány blíže povrchu segmentu dle konkrétního rozložení namáhání (viz Obr. 560 vpravo). S výztužím samotných segmentů jsou propojeny „přesahem“. Smykové trny jsou kratší, umístěné ve střednici prvku. Do místa, kde jsou umístěny kanálky, je přidáno navíc ovinutí z hlediska odolávání vysokým příčným tahům (viz Obr. 560 vlevo).

Do předem připravených kanálků z profilovaných tenkostěnných ocelových trubek umístěných do příčných spár se vloží ocelové trny opatřené distančními přípravky pro centraci v kanálku, které jsou posléze zainjektovány (viz Obr. 559 vpravo). Aby injektáž neunikala do prostoru příčného spoje, je na okraj segmentu připevněn těsnící kroužek. Po zainjektování dojde k propojení sousedních prstenců ostění. Poté může být v ostění vybudován prostup.



Obr. 561: Zasazování ocelových trnů do příčné spáry při montáži sousedního segmentu ostění (Vítek, Rössler, 2014)

Výhodou je bezesporu jednoduchost řešení, nízká finanční náročnost, dále fakt, že nedojde k narušení průřezného profilu tunelu v průběhu výstavby, výrazně se nezpomalují ražby a samotný postup sestavování ostění. Toto řešení bylo použito při výstavbě tunelů Ejpo-vice a úspěšně dosáhlo předpokládaných výsledků, ostění se výrazně nedeformovalo a nebyl ohrožena vodonepropustnost tunelového ostění v místě propojek.



Obr. 562: Prostup v ostění pomocí injektovaných trnů (<http://www.satra.cz/tunel-ejpovice/>)

35.3.5 Spojování segmentů s využitím ocelových kapes (kazet)

Další možností patentovanou společností HOCHTIEF, a.s. pro zajištění dočasné stability ostění při budování příčných rozrážek je zabetonování masivních ocelových kapes do příčných spár mezi segmenty, přes které jsou sousední prvky vzájemně nad a pod budoucím prostupem pomocí vysokopevnostních šroubů propojeny.

Tvar segmentu zůstává stejný, jako bez kapes, které jsou přivařeny k armokoši (viz Obr. 563 vlevo). Zároveň je v blízkosti kapes provedeno zesílení smykové výztuže segmentů. Kapsy zasahují do 50-70 % tloušťky prvku. Ke spojení se používá 4–6 šroubů.



Obr. 563: Armokoš segmentu s připevněnými ocelovými kapsami (Weiss, 2017, s. 39-40)

Montáž prstence ostění s těmito speciální segmenty probíhá obvykle jiným způsobem než v případě běžných prvků. Vhodné je instalaci prstence započít právě od prvků s kapsami a ihned je přišroubovat k sousedním prstencům z důvodu možných výrobních a montážních nepřesností. Následná montáž zbytku ostění již probíhá obvyklým způsobem.

Tento způsob vyztužení spojení sousedních prstenců lze využívat i v místech, kde není potřeba ostění přerušit. Například tam, kde ražba probíhá ve velice tlačivém a nestabilním prostředí nebo pokud je třeba snížit v co nejvyšší míře deformační projevy okolního horninového masivu.

35.3.6 Nosný deštník nad místem prostupu

Dalším možným způsobem zajištění prostupu je vytvoření nosného deštníku (viz Obr. 564) zhotoveného skrz stávající segmenty. Tímto řešením dojde k přikotvení ostění k horninovému masivu, který musí být schopný toto dodatečné namáhání přenést. Nevýhodou je narušení hydroizolační funkce ostění.



Obr. 564: Zajištění prostupu deštníkem (<http://i4.ytimg.com/vi/WO1pwUDLCx8/mqdefault.jpg>)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (DAUB, 2013, 38-40); (Vítek, Rössler, 2014); (Weiss, 2017); (A.F.T.E.S., 1999, s. 29).

36 Přejchod segmentového ostění na monolitické

Stanice podzemní dráhy, tunelové portály a další speciální konstrukce jsou obvykle budovány z monolitického betonu. V těchto úsecích je vždy nutné provést trvalé spojení sousedních segmentů (tím zajistit těsnost jednotlivých spár) a vyřešit detail přechodu segmentového ostění na monolitické z hlediska zajištění hydroizolační funkce ostění. Detail napojení hydroizolace monolitického na segmentové ostění bývá vždy problematický. Je třeba rozlišovat, zda je spoj za určitých podmínek přístupný (například při napojení koncových monolitických bloků v místech tunelových portálů) nebo zda je spoj bez přístupu (v případě prostorů uvnitř tunelu – klasicky napojení segmentového ostění na ostění stanice podzemní dráhy).

36.1 Přístupné těsnění

Jako systém těsnění, který je přístupný z vnější strany, se nejčastěji používá kombinace dvou přírub, které se připevní z jedné strany na segmentové ostění a z druhé strany na vybetonovaný monolit. Mezi obrubou a ostěním je sevřené těsnění s omega spojem.

Z hlediska protikoroze ochrany bývají příruby nejčastěji nerezové. Proti účinkům požáru bývají tyto spoje chráněny protipožárními rohožemi. Princip obdobného řešení je zobrazen na Obr. 565.



Obr. 565: Princip řešení napojení segmentového a monolitického ostění (<http://businessdocbox.com/docs-images/74/70626324/images/28-3.jpg>)

36.2 Nepřístupné těsnění

V případě, kdy se nelze z vnější strany dostat k těsnění se volí detail se zabetonovaným těsněním přímo do monolitické části ostění. Toto řešení bývá používáno i v případě, že jej lze provést zvenku. Na příčný spoj segmentového ostění je připevněna speciální lehká příruba, která obepne segmentové těsnění. Na tuto přírubu je napojen těsnící pás, který je zabetonován buď přímo do vodonepropustného monolitického ostění, nebo na něj lze navařit zvenku klasickou fóliovou hydroizolaci.

Opět je nutné mezi oběma typy ostění vytvořit určitou dilatační spáru a způsobit tomu i profil těsnění. Výhodou bývá ke spoji umístit dodatečné injektážní hadičky.



Obr. 566: Příklad příruby s těsněním na segmentovém ostění (DAUB, 2013, s. 41)

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (DAUB, 2013, s. 41-42).

37 Monitoring prstence ostění

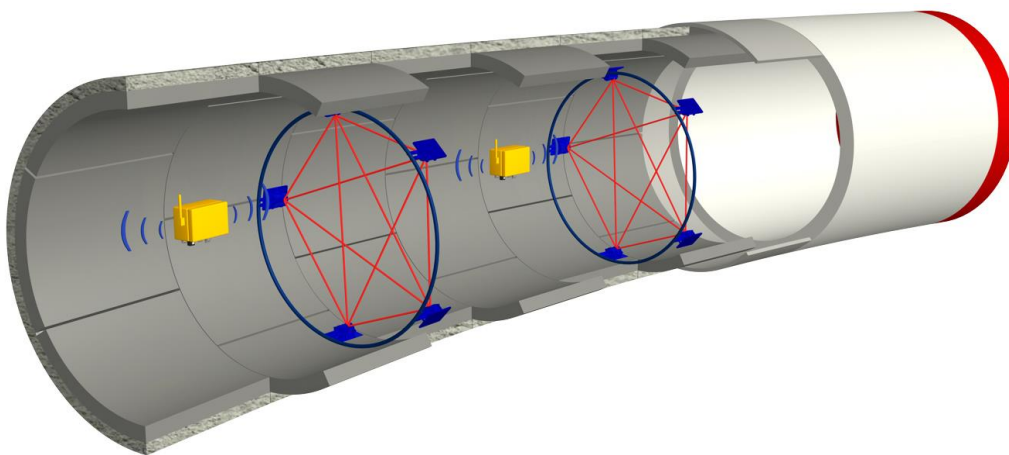
Monitoring prstence ostění je vždy pouze jednou malou částí velice komplexního sledování celého podzemního díla a postupu ražeb v případě mechanizovaného tunelování. Protože je to ale hlavní nosný prvek zajišťující bezpečnost v tunelu, je třeba mu věnovat velkou pozornost. Monitoring má především informovat o aktuálním chování ostění a varovat v případě nenadálých událostí. Je významný z hlediska ověření výpočtových hypotéz, zvolených bezpečnostních faktorů a případně přizpůsobení výroby a návrhu skutečně zastiženým podmínkám. Pomocí monitoringu lze ověřit intenzity a uspořádání vnějších a vnitřních zatížení v jednotlivých fázích chování segmentového ostění (při ražbě a působení sil štítových lisů, při injektáži prostoru za ostěním, při opouštění prstence plášť štítu, při působení dlouhodobého zatížení od horninového masivu, při pojezdu vozíků tunelovacího stroje apod.). Z hlediska vodonepropustnosti ostění je vhodné monitorovat také rozevření a případně natočení v místech podélných, případně příčných, spojů segmentového ostění.

Sledování konvergencí segmentového ostění se provádí obvykle vždy až v určité vzdálenosti za čelbou. Monitoruje se ostění, které je již stabilní. To je naprosto opačný přístup než v případě konvenčních tunelovacích metod, kdy jsou konvergence primárního ostění základním a rozhodujícím měřením pro další postup ražeb a začátek betonáže sekundárního ostění. Kontrola stability výrubu je v případě mechanizovaného tunelování prováděna prostřednictvím měření probíhajících přímo na tunelovacím stroji a dalších měření na povrchu terénu.

Souběžně se jakoukoli monitorovací metodou musí být sledována také teplota a vlhkost vnitřního prostoru tunelu (případně rozdělení teploty po tloušťce tunelového ostění).

37.1 Měření konvergencí ostění

První a základní monitorovanou veličinou je konvergence ostění. Měření deformací lze relativně snadno získat a často bývá použito k interpretaci dalších složitějších měření. V případě mechanizovaného tunelování je obtížné, v porovnání s konvenčními metodami tunelování, provádět měření na segmentech ihned po jejich instalaci, kvůli délce tunelovacího stroje a malému prostoru okolo ostění. Odečítání konvergencí lze provádět manuálně nebo automaticky (viz Obr. 567).



Obr. 567: Způsob měření konvergencí pomocí automatických měřicích systémů (<http://vmt-gmbh.de/en/products/monitor-process/ring-convergence-measurement-system-rcms/>)

Největší výhody, v porovnání s ostatními metodami měření konvergencí, má systém založený na inklinometrickém měření. Inklinometry instalované na každém segmentu ve sledovaném prstenci pracují automaticky, kontinuálně a jsou velice přesné. Nepotřebují volný prostor jako klasické geodetické metody sledování deformace konstrukcí. Základním předpokladem měření je, že jednotlivé segmenty jsou ohybově dostatečně tuhé a deformace probíhají převážně ve spojích mezi nimi.

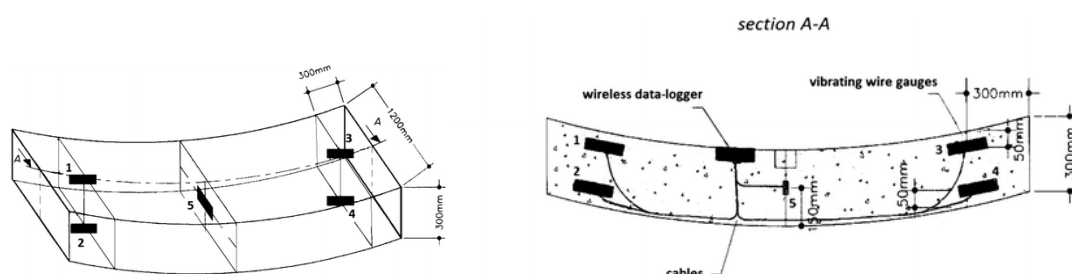
V případě, že je třeba relativní hodnoty deformací z inklinometrů vztáhnout k absolutním hodnotám, dochází ke kombinaci inklinometrického a geodetického měření na jednom pevném sledovacím bodě, ke kterému jsou zbylé deformace vztaženy.



Obr. 568: Sestava náklonoměrných čidel (<https://www.rstinstruments.com/Remote/Profile-Monitoring-System-Tunnel-Concrete-Segments-3.jpg>)

37.2 Další měření na segmentovém ostění

Na vybraných segmentech mohou být prováděna speciální měření ke sledování velikosti napětí ve výztuži a v betonu, ke stanovení kontaktního tlaku působícího na vnější povrch segmentů od horninového masivu a výplňové injektáže nebo měření k určení reálného namáhání podélných a příčných spojů segmentového ostění. Tato měření jsou prováděna sondami (tenzometry, tlakovými poduškami apod.), které se ukládají do bednění a jsou zabetonovány přímo do těla segmentu (viz Obr. 569). Tenzometry se do těla segmentu ukládají v příčném (převážně ke sledování zatížení od štítových lisů) a radiálním směru (ke stanovení ohybového namáhání prstence ostění od působícího zatížení).



Obr. 569: Příklad umístění snímačů pro získání vnitřního namáhání segmentu (Section – řez, Wireless data-logger – bezdrátový záznamník dat, Vibrating wire gauges – vibrační strunové snímače) (<https://ascelibrary.org/cms/attachment/13144/339316/figure5.gif>)

Další možností sledování namáhání ostění je pomocí optických vláken umístěných na vnitřním povrchu segmentového ostění.

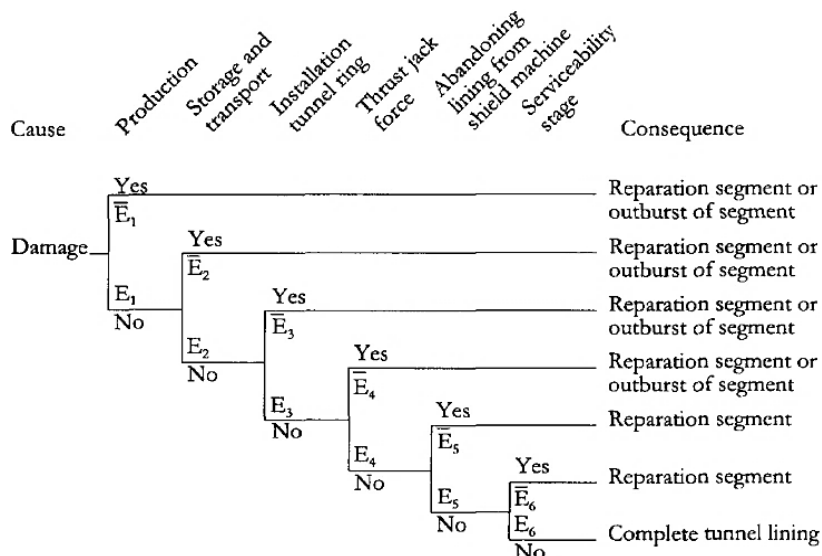
Čtení hodnot by mělo probíhat do té doby, než jsou segmenty uloženy na své místo a hodnoty jsou ustálené minimálně v následujících krocích:

- Těsně před odbedněním prvku.
- Před umístěním segmentu na místo definitivního uložení.
- Před transportem na zařízení staveniště.
- Před instalací segmentu.
- Ihned po sestavení prstence ostění.
- Dále dle potřeby v pravidelných intervalech.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, 354-355); (Guglielmetti, a kol., 2007, 221-223); (A.F.T.E.S., 1999, s. 30).

38 Poškození segmentového ostění

V této kapitole budou popsány nejběžnější typy poškození segmentového ostění spolu s možnými příčinami. Riziko poškození segmentového ostění je průběžné od fáze výroby, přes dopravu, finální usazení segmentu do své polohy, až po poruchy, které se projeví později, například z hlediska netěsnosti spojů mezi prvky. Níže na Obr. 570 je znázorněn základní strom příčin a následků vzniku poškození segmentového ostění. Co nejvyšší redukce poruch přináší v důsledku značné ekonomické úspory.



Obr. 570: Strom příčin a důsledků vzniku poškození segmentového ostění (Cause – příčina, Damage – poškození, Yes – ano, No – ne, Consequence – důsledek, Reparation segment – oprava segmentu, Outburst of segment – výměna segmentu, Complete tunnel lining – dokončené tunelové ostění, Production – výroba, Storage and transport – skladování a transport, Installation tunnel lining – montáž tunelového ostění, Thrust jack force – síla od štítových lisů, Abandoning lining from shield machine – okamžik, kdy ostění opustí plášť štítu, Serviceability stage – provozní fáze) (De Waal, 1999, s. 19)

Základním (velice alibistickým) předpokladem většiny statických výpočtů a posudků je uvážení následujících předpokladů:

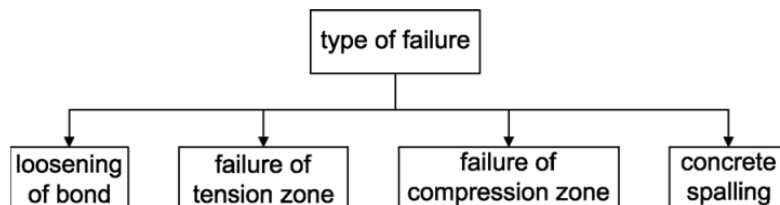
- Proces montáže ostění vede k ostění s dokonale kruhovým tvarem.
- Segmenty jsou vyrobeny s nulovou tolerancí.
- Podepření prstence ostění je rovnoměrné.
- Klenák je do své polohy umístěn snadno a přesně.
- Síly štítových lisů jsou limitované a působí na styčnou plochu rovnoměrně.
- Spoje mezi segmenty jsou dokonale uzavřené a všechny stejné.
- Zatížení injektážním tlakem nevyvolá rozhodující namáhání segmentu.
- Pasivní stabilizační účinek injektážní směsi je dostatečný apod.
- Segment se nachází po svém sestavení v rozdílných zatěžovacích stavech, které nemají vliv na rozložení namáhání a jeho dimenzování apod.



Obr. 571: Příklady poškození segmentového ostění (http://www.tunnel-online.info/imgs/100841132_038a1c9ac3.jpg)

Na základě těchto předpokladů je obvykle tvrzeno, že montážní zatížení nejsou rozhodující a nemusí se s nimi uvažovat. Praxe ale ukazuje, že většina reálného poškození segmentového ostění je způsobena právě v průběhu výstavby ostění a hodnotí se jako ztráta kvality díla. Mohou to být jednotlivé drobné trhliny nebo dokonce rozsáhlá odtržení hran segmentů či trhliny po celé šířce průřezu. Špatný návrh ostění je takový, který s těmito zatěžovacími stavy vůbec nepočítá.

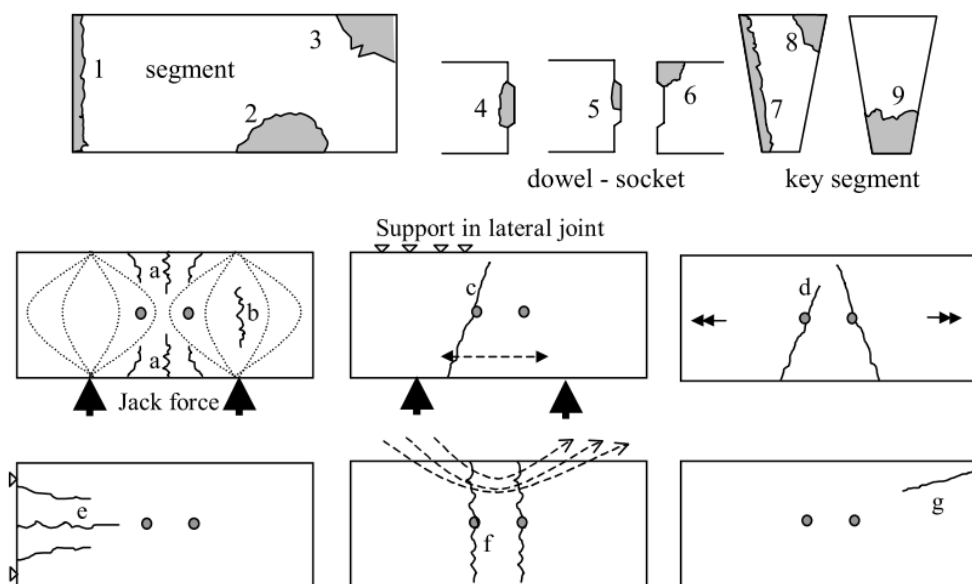
Poškození betonového prvku lze rozdělit do následujících skupin (viz Obr. 572).



Obr. 572: Možné typy poškození betonového prvku (Type of failure – typ poškození, Loosening of bond – uvolnění vazby, Failure of tension zone – poškození v tažené oblasti, Failure of compression zone – poškození v tlacené oblasti, Concrete spalling – odlamování betonu) (Wittke, a kol., 2007, s. 68)

Velká část poškození je obvykle zapříčiněna působením vysokých sil štíťových lisů v kombinaci s výrobními a montážními nepřesnostmi. Pro ostění skládané z betonových segmentů se lze setkat na rozdílných projektech s identickými poruchami, které se nejčastěji objevují v místech, kde je průřez segmentu nějakým způsobem oslaben například nikami pro spojovací prvky, uchycení erektoru apod., v místech koncertovaných zatížení, podélných spojů a na rozích segmentů. Obecně je nejvíce trhlín vždy na straně prstence ostění, kde působí štíťové lisy a v blízkosti závěrného klenáku.

Příklady možných základních poškození segmentového ostění jsou vidět na Obr. 573.



Obr. 573: Obvyklá místa poruch segmentového ostění s odkazem na Tab. 15 (Segment – segment, Dowel-socket – typ spoje čep a objímka, Key segmenty – závěrný klenák, Support in lateral joint – podpora v příčném spoji) (Blom, 2002a, s. 136)

Tab. 15: Popis typické poruchy spolu s její viditelností a možností opravy (Nr. – číslo poruchy, Description – popis poruchy, Visible – viditelný, Repair possible – opravitelný, Yes – ano, No – ne, Only at inside – pouze zevnitř, Leakage – průsaky, Damage next and parallel to longitudinal joints – poškození vedle a paralelní k podélnému spoji, Damage near the bolts or the dowel and socket – poškození v blízkosti spojovacích prostředků nebo čepu a objímky, Edge damage – poškození rohů segmentů, Major dowel

damage – závažné poškození čepu, Minor dowel damage – menší poškození čepu, Socket edge damage – poškození drážky, Key segment longitudinal damage – poškození podélného spoje závěrného klenáku, Key segment edge damage – poškození rohu závěrného klenáku, Key segment lateral damage – příčné poškození závěrného klenáku, Tension cracks between jack forces – tahové trhliny mezi působišti sil štítových lisů, In line tension cracks – tahové trhliny pod působišti sil štítových lisů, Cracks due to unequal support – trhliny vlivem nerovnoměrného podepření, Torsion cracks (combined with jack forces) – trhliny od kroucení (v kombinaci se silami štítových lisů), Tolerance cracks in longitudinal joint – trhliny v podélném spoji díky nedodržení tolerance, Longitudinal cracks (e.g. due to badly closed longitudinal joint) podélné trhliny (např. způsobené špatně uzavřeným podélným spojem), Corner cracks – rohové trhliny, Leakage not compressed gasket – průsaky kvůli nestlačenému těsnění, Leakage rolled up gasket – průsaky, kvůli odtrženému těsnění) (Blom, 2002a, s. 135)

nr	Description	Visible	Repair possible
1	Damage next and parallel to longitudinal joints	Only at inside	Only at inside
2	Damage near the bolts or the dowel and socket	Only at inside	Only at inside
3	Edge damage	Only at inside	Only at inside
4	Major dowel damage	No	No
5	Minor dowel damage	No	No
6	Socket edge damage	Only at inside	Only at inside
7	Key segment longitudinal joint damage	Only at inside	Only at inside
8	Key segment edge damage	Only at inside	Only at inside
9	Key segment lateral damage	Only at inside	Only at inside
a	Tension cracks between jack forces	Only at inside	Only at inside
b	In line tension crack	Only at inside	Only at inside
c	Cracks due to unequal support	Only at inside	Only at inside
d	Torsion cracks (combined with jack forces)	Only at inside	Only at inside
e	Tolerance cracks in longitudinal joint	Only at inside	Only at inside
f	Longitudinal cracks (e.g. due to badly closed longitudinal joint)	Only at inside	Only at inside
g	Corner cracks	Only at inside	Only at inside
L1	Leakage not compressed gasket	leakage	Yes
L2	Leakage rolled up gasket	leakage	Yes

Z Tab. 15 je patrné, že většinu poškození a trhlín je možné odhalit z vnitřku tunelu, zatímco se ale mohou prokreslit i na vnější stranu ostění, kde jsou jen složitě detekovatelné. Stejně tak je možné běžnými postupy sanovat pouze všechna vnitřní poškození.

Návrh segmentů by s těmito všemi případy měl počítat a provést geometrické a kinematické studie chování segmentů, tak aby se příčiny poruch co nejvíce omezily, nebo na ně byly segmenty co nejlépe připravené. V této chvíli je nutné říct, že ani sebelepší návrh nemůže vzít v úvahu kombinaci všech vnějších i vnitřních vlivů. Kontrola a analýza případných poškození by měla být vždy užita pro optimalizaci výrobního a montážního procesu. Jestliže má segmentové ostění funkci pouze ostění vnějšího (v případě dvouplášťových systémů), které zajišťuje výrub bezprostředně za razicím strojem a pokud nejsou jeho poškození hodnocena jako kritická, není ohrožena stabilita ostění a je zaručen přenos sil ze štítových lisů, pak není třeba poškození těchto segmentů opravovat.

Pokud je ale ostění navrženo jako jednoplášťové s hydroizolační funkcí, jsou poškození obvykle kritická omezující provozuschopnost a vodotěsnost díla. Jako hranice se považuje obvykle šířka trhliny 0,2 mm. Jestliže je poškození větší nebo trhlinou protéká voda, měla by se sanovat. V praxi to běžně znamená to, že jsou opraveny všechny viditelné trhliny a poškození. Rozsah a náklady těchto oprav jsou vždy obtížně vyčíslitelné a uspokojivý výsledek je nejasný. Často je třeba opravovat jednu poruchu vícekrát.

38.1 Příčiny poškození segmentů

V této podkapitole bude sestaven výčet příčin nejčastějších poškození jednoplášťového vodotěsného segmentového ostění. Je nutné zdůraznit, že každé individuální poškození obvykle nemá pouze jednu příčinu, ale je kombinací více nepříznivých aspektů působících současně. Stejně tak zde nejsou vypsány všechny možné příčiny vzniku poruch segmentového ostění.

38.1.1 Zdatnost personálu

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – všechny.

Poruchy segmentů mohou nastat i přímo ve výrobě. Uražení rohu ostění nebo odražené hran může být způsobeno nesprávným odformováním nebo neobratným vytažením segmentu z formy. Další poškození mohou být způsobena při manipulaci a transportu ostění.

Nemotorné sestavování prstence ostění s pomocí erektoru je bohužel stále nejčastější zdrojem poškození povrchu segmentů, těsnících profilů a příčinou poruchy vodotěsnosti ostění. Proces instalace ostění není zcela automatizovaný a je stále závislý na lidském faktoru a zdatnosti personálu obsluhujícího erektor, podavač segmentů apod.

38.1.2 Kvalita betonu segmentového ostění

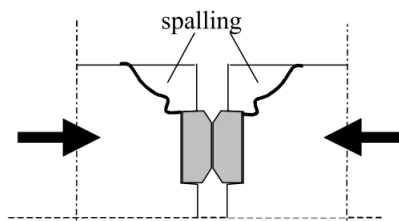
Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – všechny.

Ve statickém návrhu jsou stanoveny požadavky na kvalitu materiálu segmentového ostění. Použití určité směsi čerstvého betonu, čas odformování a proces tvrdnutí jsou nejdůležitějším základním kamenem pro dodržení kvality ostění. Kontrola jakosti výroby segmentů je podstatná, aby se zabránilo budoucím případným poškozením.

38.1.3 Špatný výběr těsnícího profilu

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, L1.

Jestliže návrh těsnícího profilu s nerovnoměrnou podélnou spárou a jejími tolerancemi nepočítá, může dojít k porušení hydroizolační funkce ostění a průniku podzemní vody do prostoru tunelu. Běžně se neuvažuje s tuhostí těsnícího profilu, respektive s vratnými silami, které těsnění vyvozuje. Pokud je tuhost těsnění vysoká, nebo je těsnění příliš blízko vnější hraně ostění, může dojít k poškození segmentu odtržením vnější hrany segmentu (viz Obr. 574).



Obr. 574: Poškození vnější hrany betonového segmentu vratnými silami těsnění (Spalling – odlomení hrany segmentu) (Blom, 2002a, s. 137)

38.1.1 Tolerance tvaru segmentu

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, a, b, c, d, e, f, L1.

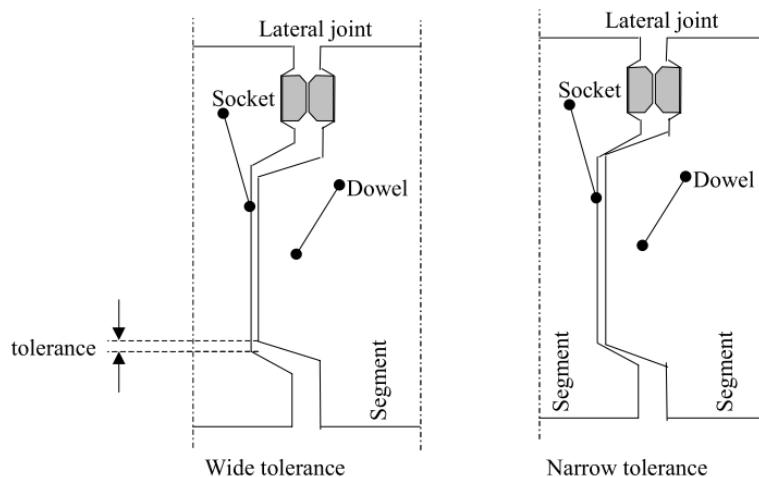
Návrh ostění obvykle předpokládá bezchybný dokonalý tvar segmentů. Výroba ale těchto předpokladů nemůže nikdy stoprocentně dosáhnout. Proto jsou stanoveny tolerance (viz kapitola 32 *Geometrické tolerance segmentového ostění*), které musí být dodrženy a s kterými by mělo být ve výpočtu uvažováno. Obecně pokud nemá segment perfektní tvar, tak nikdy nedojde například k rovnoměrnému kontaktu mezi jednotlivými prvky. Vznikají pak určité koncentrace napětí, které mohou ostění poškodit.

38.1.2 Tolerance spoje pero-drážka a čep-objímka

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 4, 5, 6.

V případě, že je použit tvarovaný typ spoje mezi jednotlivými segmenty, například pero a drážka, je nutné tento detail podrobit důkladnému posouzení, protože při nesprávném návrhu v tomto místě obvykle dochází ke značným poruchám ostění.

Během montáže a provozu tunelu musí být funkce spoje ověřena a kontrolována. Zkušební zkušenosti ukazují, že větší tolerance umožní (obvykle příčnému) spoji volně proklouznout a redistribuovat síly do celého prstence ostění. V případě, že je pouze minimální rozdíl v deformaci sousedních prstenců, nevznikají zde žádné vzájemné spojovací síly, protože není spoj v přímém kontaktu (viz Obr. 575). Aktivace spojovacích sil proběhne až při nárůstu deformace sousedních prstenců. Jestliže je tolerance příliš nízká, dojde ihned po vzniku rozdílu deformací prstenců ke kontaktu spoje a ke vzniku velice vysokých sil, které mohou spoj poškodit. První se poruší vždy nejslabší článek systému. V případě poškození vnější drážky je ohrožena vodonepropustnost ostění.



Obr. 575: Ilustrace příčného pohybu ve spoji čep-objímka (Segment – segment, Tolerance – tolerance, Wide – široký, Narrow – úzký, Lateral joint – příčný spoj, Socket – objímka, Dowel – čep) (Blom, 2002a, s. 136)

38.1.3 Tolerance v místech spojovacích prostředků

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2.

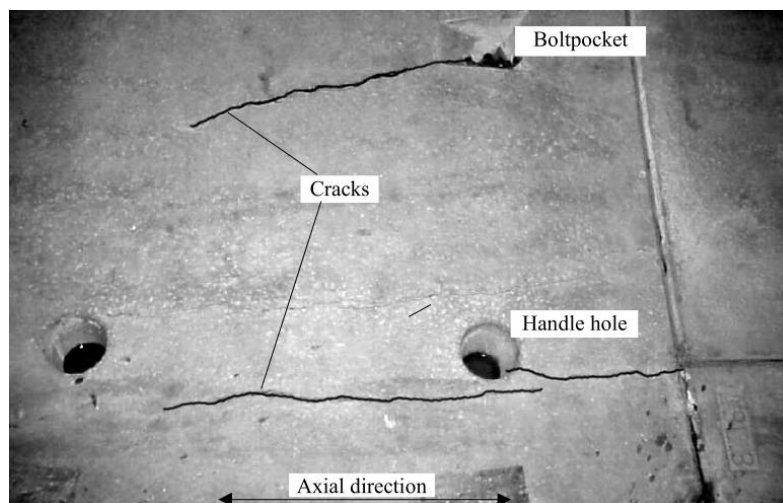
Jednotlivé segmenty jsou v průběhu montáže k sobě obvykle spojovány ocelovými šrouby, které zajistí potřebné stlačení těsnících profilů a minimalizují risk pádu prvku při neočekávaném stažení štítových lisů. V případě, že dojde k rozdílné deformaci sousedních prvků, nejsou šrouby, respektive otvory pro šrouby, schopny těmto silám odolávat, protože k tomuto účelu nejsou navrženy a dojde k poruše ostění v tomto místě. Řešením je opět určitá tolerance mezi průměrem šroubu a velikostí otvoru pro něj, tak aby se mohlo zatížení roznést i do sousedních spojovacích prostředků.

38.1.4 Místa redukováného betonového průřezu prvku

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – a, b, c, d, f.

Z hlediska montáže segmentového ostění je vždy nutné v prvku vytvořit určité niky pro spojovací prostředky nebo otvory pro manipulaci se segmentem prostřednictvím erektoru. Tyto oblasti s oslabeným průřezem mohou být příčinou vzniku trhlin. Statický výpočet s těmito oblastmi obvykle neuvažuje. Jsou dána pouze pravidla pro rozmístění betonářské

výztuže kolem těchto míst. Praxe ale ukazuje, že velká část trhlin zde stále vzniká. Ze statického hlediska by bylo výhodné zhotovit otvory oblého tvaru. Z hlediska technologie výroby by to bylo ale velice obtížné, i když se s tímto řešením lze čím dál častěji setkávat.

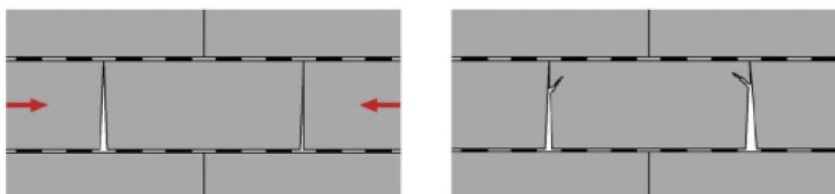


Obr. 576: Příklad poškození segmentového ostění v blízkosti místa redukovaného průřezu (Bolt pocket – otvor pro spojovací prostředky, Cracks – trhliny, Handle hole – otvor pro uchycení segmentu erektorem, Axial direction – osový směr) (Blom, 2002a, s. 149)

38.1.5 Počáteční deformace sestaveného prstence

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, a, b, d, f, L1.

Teoreticky je nový sestavený prstenec vždy přesně kruhový. Tohoto tvaru lze ale při realizaci jen obtížně dosáhnout. Následkem je nerovnoměrné podepření ve spojích a jejich uzavření, pero a drážka (čep a objímka) mohou být již v kontaktu, štítové lisy nemusí působit centricky apod. Všechny tyto nepřesnosti mohou být v budoucnu zdrojem poruch segmentového ostění.

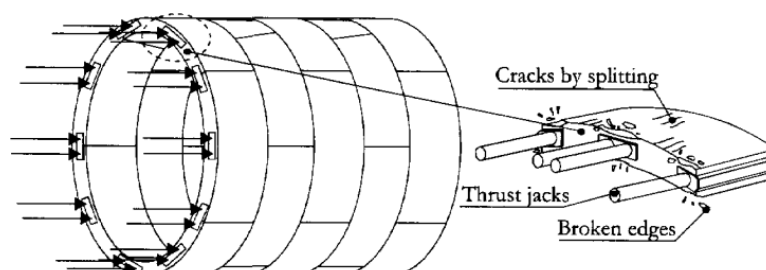


Obr. 577: Porušení segmentu vlivem nerovností v místě podélného spoje (Fabozzi, 2017, s. 57)

38.1.6 Síly štítových lisů a roznášecí desky

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 3, 4, 5, 6, 8, a, b, c, d, f.

Poté co je prstenec sestaven, začnou štítové lisy na ostění působit požadovanou přítlačnou silou, která obvykle dosahuje velmi vysokých hodnot, a způsobuje v betonovém prvku vysoká napětí.



Obr. 578: Poruchy působením sil štítových lisů (Thrust jacks – štítové lisy, Broken edges – odlomené rohy, Cracks by splitting – trhliny pod působení sil štítových lisů) (De Waal, 1999, s. 22)

Většina statických posudků zavádí předpoklad, že štítové lisy působí přesně uprostřed segmentu, centricky. Praxe ale často ukazuje opak. Navíc se síla štítových lisů roznáší na dříve sestavené prstence ostění, které jsou ale již deformované. Proto zde vznikají další přídatná sekundární namáhání. Snahou je, aby bylo umožněno působit silou štítových lisů na střednici segmentového ostění.

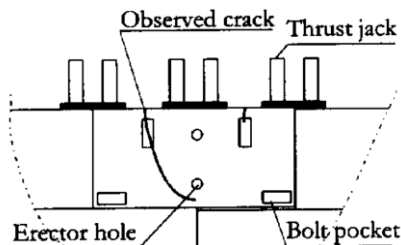
Poslední sestavený prstenec ostění se nachází celou svou šířkou v těle štítu, není ještě správně „zasazený“ do horninového prostředí. Proto přenáší zatížení téměř samostatně. Negativně také působí všechny výrobní a montážní nepřesnosti. Navíc se k zatížení segmentu připojí další síly vyvolané ražbou, pohybem tunelovacího stroje a kroucením řezné hlavy. Někdy je k zajištění pohybu štítu v pevných zónách dokonce nutné přesáhnout dimenzované velikosti sil štítových lisů. V takových případech je porušení segmentů dost pravděpodobné.

Přítlačné síly, jejichž velikost se po obvodu prstence mění, vytváří obvykle podélné trhliny ve středové třetině segmentu, které se objeví až ve chvíli, kdy jimi začne protékat podzemní voda, ve formě velkých skvrn na ostění dva až tři prstence za razícím strojem. Ve většině případů jsou ale způsobeny bezprostředně po aplikaci zatížení štítovými lisy.

V průběhu návrhu se uvažuje s určitým počtem, rozložením, velikostí a materiálem roznašecích desek v příčných spárách. Tyto desky mají velký vliv na roznos zatížení štítových lisů a vznik koncentrací napětí. Musí být prověřeno, že je vše použito přesně dle předpokladů statického výpočtu.

38.1.7 Poruchy ostění vlivem nerovnoměrného podepření v příčné spáře

Aby mohlo ostění odolávat především vysokým silám štítových lisů, je nezbytné zajistit rovnoměrné podepření v příčném spoji mezi sousedními prstenci. I když je vždy enormní snaha dodržet všechny výrobní a montážní tolerance segmentového ostění, určité nepřesnosti se pokaždé objeví. Důsledkem může být vznik trhlin nebo porušení celého prvku.



Obr. 579: Porušení segmentu vlivem nerovnoměrného podepření v příčném spoji mezi sousedními prstenci ostění (Observed crack – pozorovaná trhlina, Thrust jack – štítový lis, Bolt pocket – nika pro spojovací prostředek, Erector hole – otvor pro uchycení segmentu erektorem) (De Waal, 1999, s. 139)



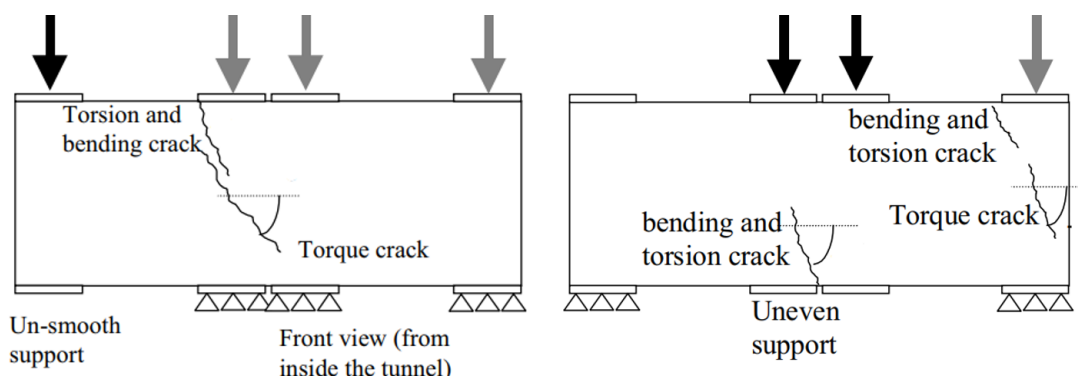
Obr. 580: Nesprávně sestavený prstenec ostění, špatné podepření v příčném spoji (<http://euroconcretos.com/wp-content/uploads/2015/04/tuneles-01-1030x687.jpg>)

Vyrobít a sestavit naprosto geometrický perfektní ostění je téměř nemožné, což potvrzují výsledky z praxe (viz Obr. 580). Nerovnoměrné podepření mění trajektorie hlavních napětí, které se mohou koncentrovat a způsobit poškození ostění. Nerovnoměrně podepřený segment ostění fakticky působí jako ohýbaná vysoká konzola.

V ideálním případě jsou síly štítových lisů přeneseny přímo na sousední segment. V případě, že působí na segment tři a více štítových lisů, je statický systém neurčitý, a i nepatrné nepřesnosti v usazení způsobí, že segment nedosedne přesně na svou podporu. Tento typ poruchy úzce souvisí se zvoleným skladebným schématem (viz kapitola 18.5 *Počet segmentů v prstenci ostění, šířka závěrného klenáku*). Síly štítových lisů nejsou přenášeny přímo a dojde k vysokému ohybovému, smykovému a krouticímu namáhání segmentu ostění a možnému vzniku trhlin (na Obr. 581 vlevo nerovnoměrné podepření na krajním okraji segmentu, vpravo uprostřed prvku). Ani těžká výztuž spolu s dalšími opatřeními nejsou schopny tato zatížení přenést. Více viz (Blom, 2002a, 158-166).

Hlavní příčiny nerovnoměrné příčné spáry jsou následující:

- Nahromaděné deformace z důsledku radiálních deformací zkosených prstenců
- Tolerance velikosti a tvaru segmentů
- Tolerance roznášecích desek
- Kumulované deformace kvůli rozdílné velikosti přitlačných sil štítových lisů
- Trumpetový tvar ostění
- Natočení segmentu vlivem nepřesné montáže
- Dočasné uvolnění osového zatížení při stažení štítových lisů kvůli montáži nového segmentu



Obr. 581: Rozložení trhlin při nedokonalém podepření segmentu v místě příčné spáry – vlevo nepodepřený levý okraj segmentu; vpravo segment nepodepřený uprostřed (Torsion and bending crack – trhliny od ohybu a kroucení, Torque crack – trhlinka od kroucení, Un-smooth/uneven support – nerovné podepření, Front view (from inside the tunnel) – pohled (z vnitřní strany tunelu)) (Blom, 2002a, s. 161, s. 165)

Z hlediska numerického modelování tohoto problému je možné modelovat svislé podepření prvku v místě roznášecích desek buď tuhou podporou s vyloučeným tahem, nebo do výpočtu zavést skutečnou tlakovou tuhost materiálu roznášecích desek. Podélné spoje jsou také nejčastěji modelovány prvky s vyloučeným tahem.

Effektu špatného podepření segmentu se lze vyhnout pečlivým usazováním jednotlivých segmentů (rovným příčným spojem mezi sousedními prstenci) s úmyslným stlačením příčné spáry každého prstence a použitím přídatných roznášecích desek, které mohou do jisté míry vyrovnávat rovinatost příčné spáry.

Napětí v příčném spoji musí být udrženo spojovacími prostředky a okamžitým přitlačením štítových lisů tak, aby bylo zachováno tření, které zabrání následným vzájemným pohybům mezi sousedními prstenci. U každého přibližně desátého sestaveného prstence ostění by měla být kontrolována souvislost příčné spáry a případné odchylky musí být vyrovnány.

38.1.8 Uvolnění tlaku štítových lisů

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 3, 4, 5, 6, 8, c, e, L1.

Štítové lisy působí na ostění osovými silami, které způsobují tření v příčné spáře mezi jednotlivými prstenci ostění. Když je vyčerpán zdvih lisů a je přistoupeno k montáži nového prstence ostění, je třeba po skupinách štítové lisy postupně uvolnit, dočasně stáhnout a vytvořit tak prostor pro nový segment.

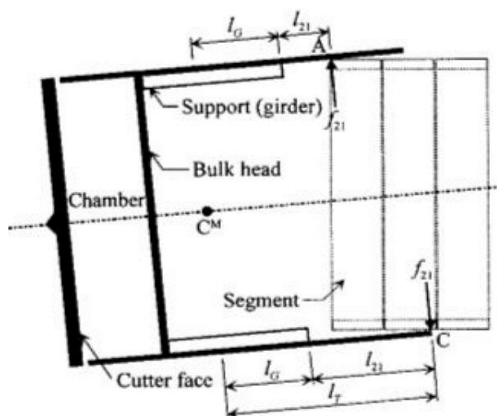
Jako následek poklesne lokálně tření v příčné spáře, sníží se tlakové namáhání a segmenty se elasticky deformují, dojde k přeskupení napjatosti a může nastat nerovnoměrná radiální deformace ostění v místě, kde byly lisy uvolněny a přerušení vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců ostění.

Zároveň dojde k elastické deformaci roznášecích desek, což může vést, při nedokonalém příčném spojení, ke vzniku nerovnoměrné příčné spáry.

38.1.9 Prostorové vedení tunelovacího stroje

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 3, 8, a, b, d, f.

Při návrhu segmentového ostění by vždy mělo být uvažováno se směrovým a výškovým vedením tunelovacího stroje, které je umožněno rozdílem velikosti sil přitlačných štítových lisů po obvodě tunelového ostění, případně konicitou tvaru prstence ostění. Příkladem může být situace, kdy je třeba s tunelovacím strojem stoupat. V této chvíli dosahuje zatížení v oblasti invertu nejvyšších hodnot oproti zatížení na druhé straně ve vrcholu klenby.



Obr. 582: Nerovnoměrné zatížení segmentového ostění vlivem prostorového vedení tunelovacího stroje (Chamber – pracovní komora, Cutter face – řezná hlava, Segment – segment, Bulk head – tlaková přepážka, Support (girder) – podpora) (Fabozzi, 2017, s. 55)

Důsledkem je rozdílná deformace prstence a odlišné přitížení příčné spáry. Štítové lisy nepůsobí na prstenec osově, ostění je prostorově deformováno a může nastat jeho poškození.

38.1.10 Konfigurace štítových lisů

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 3, 8, a, b, c.

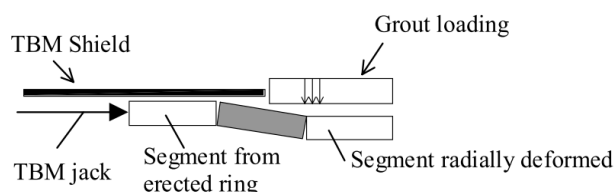
Konfigurace přitlačných lisů po obvodu ostění je velice podstatná věc. Důležitá je poloha vzhledem k rozložení podélných spár. Jestliže jsou roznášecí desky štítových lisů v blízkosti spoje, může dojít vlivem nerovnoměrného podepření k poškození segmentu. Více o této problematice obsahuje kapitola 20.5.1 Podélné síly.

Pokud je tunelovací stroj vybaven pouze malým počtem lisů, musí působit úměrně větší silou než v případě většího počtu lisů. Velikost těchto sil může být pro ostění kritická. Více štítových lisů vede k příznivějšímu namáhání ostění.

38.1.11 Trumpetový tvar ostění

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, c, d, e, f, L1.

Když je nově sestavený prstenec (šedý prvek na Obr. 583) postupně vytlačován vně štítu, působí na jeho vzdálenější konec přímé radiální zatížení od injektážního tlaku, zatímco oblast blíže ke štítovým lisům není zatím namáhána vůbec. Tento efekt způsobí natočení segmentu.



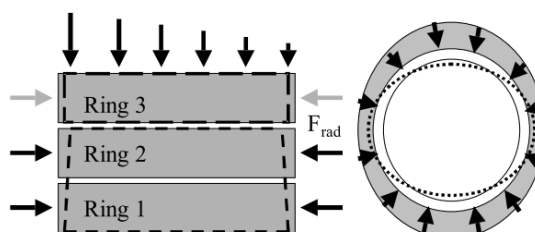
Obr. 583: Vznik trumpetového tvaru prstence ostění (tvar na horní hraně ostění) (TBM shield – plášť štítu, TBM jack – štítový lis, Segment from erected ring – segment sestavovaného prstence ostění, Grout loading – zatížení injektážním tlakem, Segment radially deformed – segment radiálně deformovaný) (Blom, 2002a, s. 140)

Opět dochází vlivem tření v příčné spáře k přenosu příčného zatížení a prostorové deformaci prstence ostění do tvaru „trumpety“. Výsledkem je, že podpora v příčném spoji není rovnoměrná, síly štítových lisů nepůsobí přímo ve směru střednice prstence ostění, segmenty jsou nuceně deformovány (viz dále kroucení segmentů) a podélné spoje nejsou rovnoměrně stlačeny.

38.1.12 Stupňovitá deformace prstenců ostění

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 2, 3, 4, 5, 6, 8, a, b, d, e, L1.

Tento jev souvisí s montáží nedeformovaného prstence na již deformované ostění. Prstence ostění, které jsou již za tělem štítu, vykazují vlivem tlaku injektáže, horninového masivu apod. určité radiální deformace. Tyto vnější zatížení nenamáhají prstenec pod ochrannou pláště štítu přímo ale pouze vlivem vzájemných spojovacích sil v příčných spojích, které vznikly třením po osovém zatížení silami štítových lisů. Ve chvíli, kdy je nový prstenec vytlačen vně štítu a začnou na něj působit vnější radiální zatížení, odolává strana prstence blíže k již sestaveným prstencům lépe radiálním deformacím než strana blíže ke štítovým lisům. To je způsobené právě vzájemnými silami v příčných spojích. Díky tomuto jevu se prstence ostění za štítem nedoformují stejně a může vznikat stupňovitá deformace ostění. Každý prstenec ostění je nerovnoměrně zatížen. V místech podélných spojů se lze setkat s lokálními kontaktními plochami, které mohou způsobit vlivem koncentrace napětí poruchu ostění.



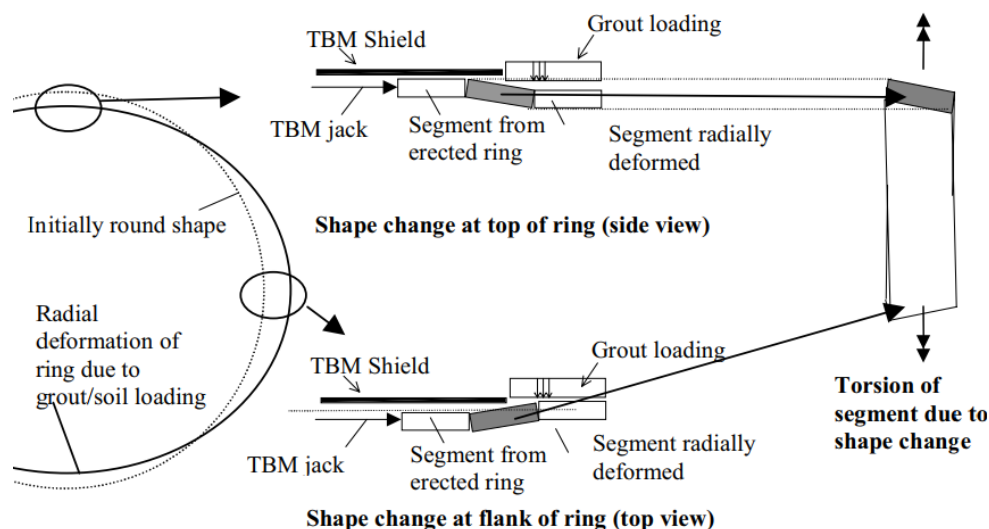
Obr. 584: Ilustrace deformace prstenců při sekvenční zatěžovací zkoušce (Ring – prstenec ostění) (Blom, 2002a, s. 139)

38.1.13 Kroucení segmentů

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – d.

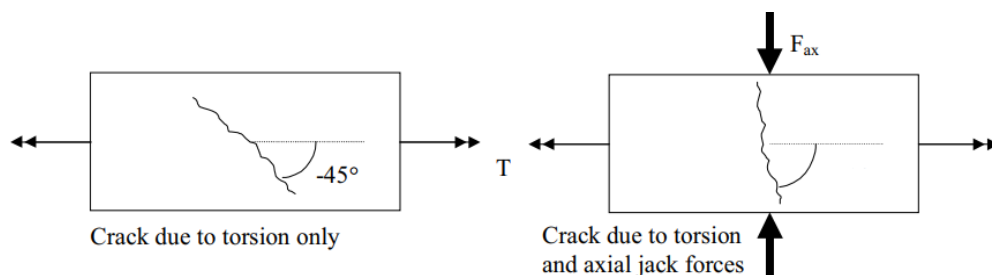
Kroucení segmentů vynucenými deformacemi nastane obvykle vlivem trumpetového efektu během fáze montáže ostění. Ve chvíli, kdy prstenec opouští ochranu štítu, začíná být na své určité části radiálně deformován a částečně se ovalizuje. Segment ve vrcholu klenby

se natáčí směrem do prostoru tunelu. Segment na boční straně profilu přesně naopak. To způsobuje kroucení ostění mezi horní hranou a boční stranou. Ilustrace vzniku kroucení segmentu je vidět na Obr. 585.



Obr. 585: Ilustrace vzniku kroucení segmentů (Shape change at top of ring (side view) – změna tvaru ostění ve vrcholu klenby (pohled z boku), Shape change at flank of ring (top view) – změna tvaru v boku tunelu (pohled shora), Initially round shape – původně kruhový tvar ostění, Radial deformation of ring due to grout/soil loading – Radiální deformace prstence ostění způsobená zatížením injektážním/horninovým tlakem, Torsion of segment due to shape change – kroucení segmentu vlivem změny tvaru), TBM shield – plášť štítu, TBM jack – štítový lis, Segment from erected ring – segment sestavovaného prstence ostění, Grout loading – zatížení injektážním tlakem, Segment radially deformed – segment radiálně deformovaný) (Blom, 2002a, s. 141)

Díky velmi vysoké torzní tuhosti segmentů, může být kritických napětí a smykových trhlin dosaženo velice snadno (viz Obr. 586 vlevo). Proces kroucení ostění je velice složitý, k porušení přispívají i další vlivy jako například účinek štítových lisů a z něho vyplývající příčný tah (viz Obr. 586 vpravo). Více o analytickém výpočtu směru trhliny a velikosti působících napětí poskytuje (Blom, 2002a, s. 153-158).



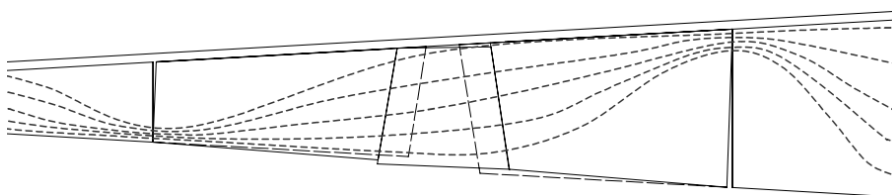
Obr. 586: Směr smykových trhlin při prostém kroucení segmentu ostění (vlevo) a při současném tlakovém zatížení (vpravo) (Crack due to torsion only – trhlina vlivem působení kroucení, Crack due to torsion and axial jack forces – trhlina způsobená kroucením v kombinaci se silami štítových lisů) (Blom, 2002a, s. 158)

Těmto poruchám se lze vyhnout opatrným a pečlivým sestavováním jednotlivých segmentů a plánovaným stlačením podélných a příčných spojů mezi segmenty ve fázi, kdy jsou stále pod ochranou pláště štítu. Spolu s konstrukčními detaily je souvislá a kvalitní výplňová injektáž mezery za ostěním zásadní pro odstranění těchto problémů.

38.1.14 Problém ovalizace zkosených prstenců

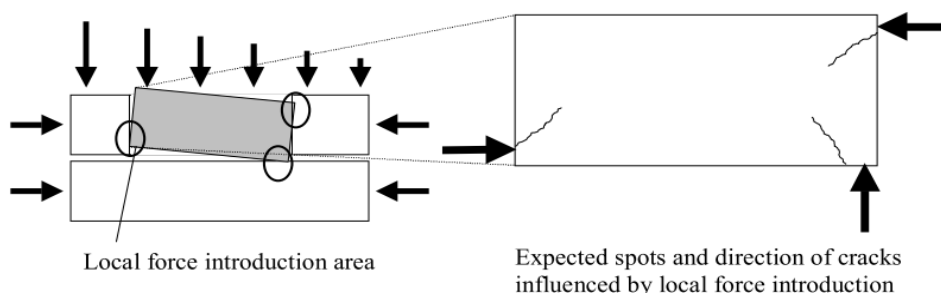
Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – c.

Zkosené prstence, tedy prstence, které mají po svém obvodu rozdílnou šířku segmentů, se v dnešní době s oblibou používají pro řešení problému směrového či výškového vedení trasy podzemního díla (více v kapitole 13 *Geometrie prstenců*). Pokud není prstenec takového tvaru radiálně deformován, jsou příčné spoje dokonale rovné. Nerovnoměrná složka radiálního zatížení, která způsobuje ovalizaci ostění, zapříčiní, že lze již po několika prstencích rozeznat nerovnoměrné příčné spojení a podélné spoje se v důsledku začínají postupně opírat o své rohy. Důsledkem toho se změní trajektorie hlavních napětí. Namáhání po šířce segmentu není rozloženo pravidelně, ale je koncentrované a může způsobit poškození ostění. Náznorný příklad trajektorie hlavních napětí poskytuje Obr. 587.



Obr. 587: Příklad průběhu trajektorií hlavních napětí zkoseného prstence při působení nerovnoměrného radiálního zatížení (Blom, 2002a, s. 141)

Nerovnoměrné podepření v podélné spáře, které může mít i více příčin, způsobuje vlivem koncentrace napětí následující poškození rohů segmentu.



Obr. 588: Poškození prvku nerovnoměrným podepřením v podélné spáře (Local force introduction area – místo kontaktu (lokální přenos zatížení), Expected spots and direction of cracks influenced by local force introduction – očekávané oblasti a směry trhlin vlivem koncentrace lokálního zatížení) (Blom, 2002a, s. 174)

38.1.15 Ohybová tuhost podélného spoje

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 4, 5, 6, 7, f.

Laboratorně bylo prokázáno, že ohybová tuhost podélného spoje vykazuje v závislosti na působící normálové síle značně nelineární chování a vysokou měrou ovlivňuje rozložení vnitřních sil a deformací prstence segmentového ostění. Zanedbání skutečné ohybové tuhosti podélného spoje vede k nesprávnému návrhu ostění a možnému vzniku poruch.

38.1.16 Pokles předpětí v příčných spojích

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 4, 5, 6, 7, f.

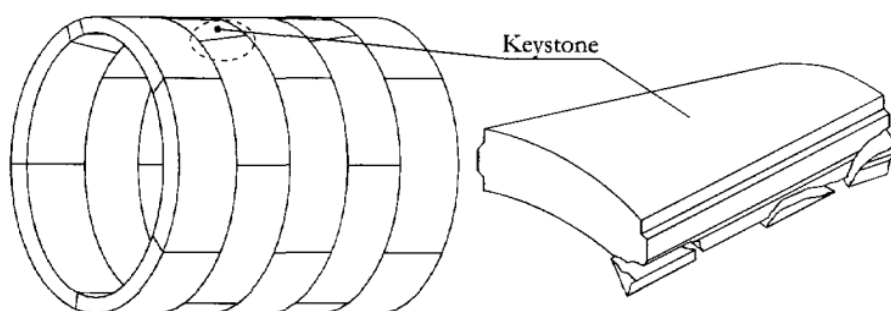
Vlivem relaxace použitých materiálů a dotvarování betonových prvků se postupem času snižuje velikost stlačení v příčné spáře, s čímž souvisí také tření a velikost vzájemných spojovacích sil mezi jednotlivými prstenci ostění (pokud nejsou provedeny tuhé smykové spojovací prvky). To může vést k přerozdělení vnitřních sil v ostění, a pokud na to nejsou jednotlivé segmenty dimenzované, tak k možným poruchám ostění v místě napojení a případné ztrátě těsnosti. Pokles podélného předpětí tunelu závisí na použitém typu betonu (jeho dotvarování) a chování příčných spojů v průběhu životnosti tunelu.

38.1.17 Montáž závěrného klenáku

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, c, d, e, f, L1, L2.

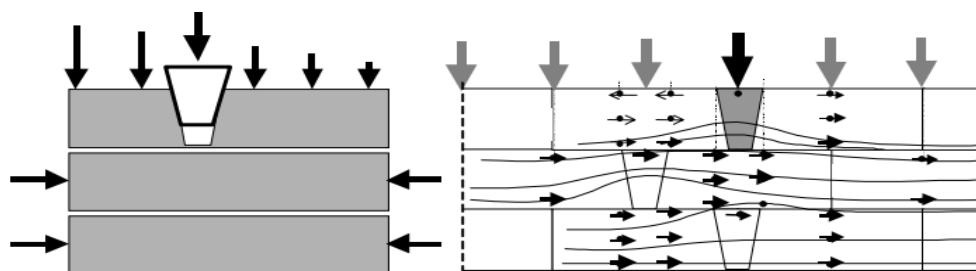
Čistě geometricky není k montáži zkoseného závěrného klenáku potřeba žádný do-datečný prostor. V praxi ale běžně nastávají dvě krajní situace. Je buď příliš málo místa, nebo příliš mnoho prostoru k instalaci závěrného klenáku.

V prvním, nebezpečnějším případě, kdy nejsou podélné spoje běžných segmentů nového prstence plně stlačeny pomocí erektoru a zabezpečeny spojovacími prostředky, bývají k instalaci klenáku použity hlavní štítové lisy. Sestavená část prstence má větší obvod než teoretický a klasický zkosený klenák musí být do své polohy vtlačován velkou silou štítových lisů. Pohyb, kdy klenák roztlačuje okolní segmenty (nejvíce ty přiléhající), vyvolá v ostění vysoká napětí a vlivem tření v příčné spáře je namáhání přenášeno i do sousedních prstenců a segmentů (tento účinek lze částečně redukovat stažením příslušných lisů v blízkosti závěrného klenáku). Jednotlivé segmenty jsou prostorově deformovány a dochází k nerovnoměrnému kontaktu a rotaci v podélných spojkách. Pokud se k tomuto namáhání připojí ještě ostatní radiální zatížení, je situace velice složitá. Všechna tato nerovnoměrná zatížení mohou zapříčinit odštěpování betonu a vznik trhlin (viz Obr. 589). Vždy je třeba s touto situací počítat již při návrhu ostění a jeho následném sestavování. Správné je v tomto případě postupovat tak, že je prstenec ostění postupně rozebrán a znovu lépe sestaven.



Obr. 589: Poškození ostění v místě závěrného klenáku (Keystone) (De Waal, 1999, s. 22)

Analytické řešení a prutovou analýzu namáhání segmentu přiléhajícího k závěrnému klenáku lze nalézt například v (Blom, 2002a, s. 166-173).



Obr. 590: Experiment vtlačování závěrného klenáku do sestaveného ostění (Blom, 2002a, s. 151)

V případě, že je volného prostoru pro montáž závěrného klenáku naopak dostatek, nastane situace, že minimálně v jednom podélném spoji mezi klenákem a sousedním segmentem nebude dostatečně uzavřená podélná spára. To může také vést k problémům při následném zatěžování prstence ostění a dodržení jeho hydroizolačních vlastností.

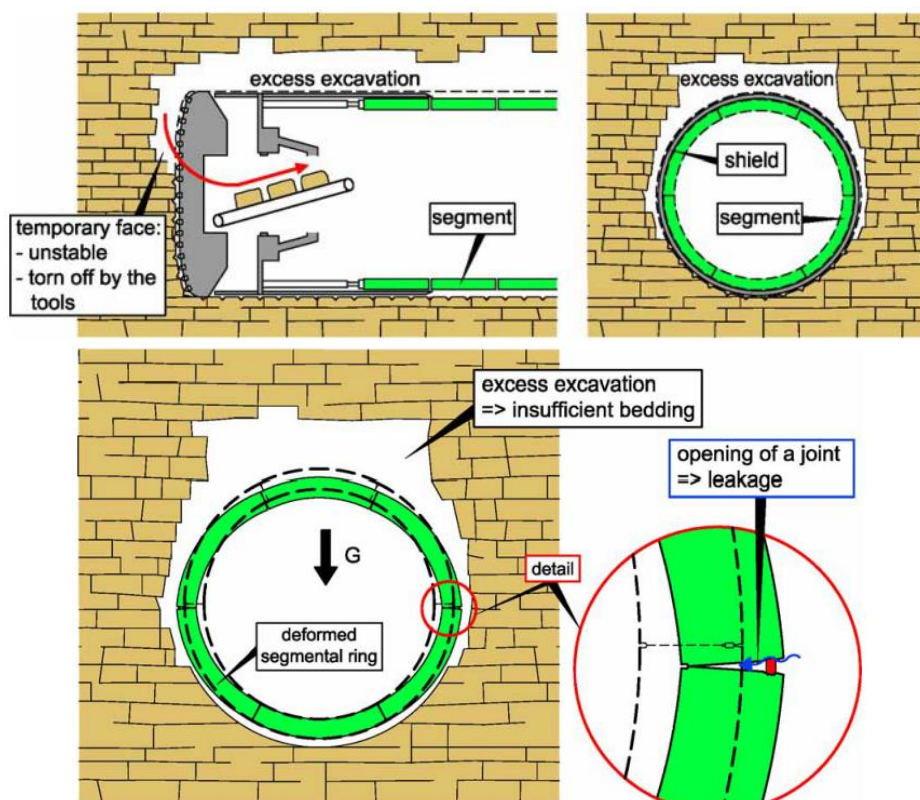
38.1.18 Porušení ostění z nedostatečně zainjektovaného volného prostoru

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, f, L1.

Pokud vlivem diskontinuit horninového masivu a vytrhávání bloků horniny razicí hlavou dojde k rozsáhlému nadvýlomu v prostoru nad a po stranách výrubu (viz Obr. 591), hrozí riziko, že nebude ostění po provedení výplňové injektáže po svém obvodu dostatečně pode-

přeno (především na svých bocích) a díky působení vlastní tíhy dojde k jeho nadměrné deformaci v podélných spojích a v krajním případě i porušení voděodolnosti ostění. Může nastat situace, kdy materiál výplňové injektáže bude unikat do puklin masivu, nebo ho bude rozplavovat podzemní voda.

Zároveň hrozí riziko, že se injektáž dostane až na čelbu, uzavře technologickou mezeru pro řízení tunelovacího stroje a v případě zpomalení postupu způsobí uvíznutí štítu.



Obr. 591: Důsledky provedení nadměrného výrubu (Temporary face – čelba, Unstable – nestabilní, Torn off by the tools – porušený řeznými nástroji, Excess excavation – nadvýlom, Segment – segment, Shielded – plášť štítu, Insufficient bedding – nedokonalé podepření, Detail – detail, Deformed segmental ring – deformovaný prstenec ostění, Opening of a joint – otevření spoje, Leakage – průsak) (Wittke, a kol., 2007, s. 147-148)

38.1.19 Porušení vlivem vztlaku během injektáže

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, f.

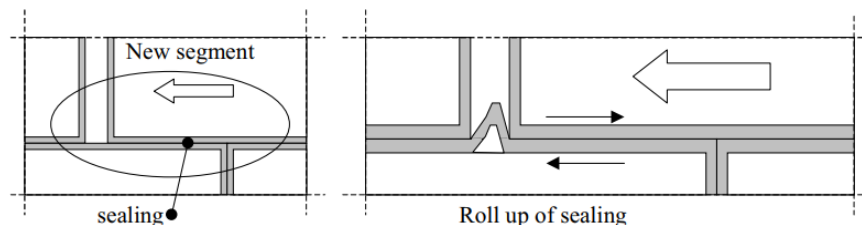
Zatěžovací stav (viz kapitola 20.6 Zatížení injektážním tlakem), kdy působí na ostění vztlakové síly od čerstvě provedené injektáže, se ukázal být v některých případech pro dimenzování ostění rozhodující. Jestliže není dostatečným třením zajištěn pohyb ostění v příčné spáře mezi sousedními prstenci, může dojít ke vzájemnému, obtížně kontrolovatelnému, posunu a poškození ostění.

38.1.20 Porušení těsnění při zasunování segmentu

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – L1, L2.

Základními předpoklady úspěšné instalace ostění jsou dokonale uzavřené a stlačené podélné a příčné spáry mezi jednotlivými segmenty. V první fázi montáže, při použití šroubovaných spojovacích prostředků v příčných spojích, bývá segment pomocí erektoru přiblížen do své finální polohy v těsné blízkosti přiléhajících prvků. V průběhu posledního pohybu, při stlačování podélného spoje, dochází obvykle ke kontaktu mezi novým a sousedním segmentem. Důsledek tohoto pohybu je vzájemné tření mezi těsníci profily (viz Obr. 592). Může

se stát, že dojde k odtržení těsnění z drážky, srolování a je narušena hydroizolační funkce ostění. Tato porucha se objevuje v rozích těsnění a projeví se nejčastěji, pokud dochází k roztláčování prstence ostění závěrným klenákem. Dalším možným řešením jsou lubrikované a kotvené těsnicí profily. Toto riziko také omezí půdorysně zkosené tvary segmentů (viz kapitola 33.1 Montáž běžných segmentů).



Obr. 592: Porušení těsnění při montáži ostění (Sealing – těsnění, New segment – nový segment, Roll up of sealing – rolování (odtržení) těsnění) (Blom, 2002a, s. 143)



Obr. 593: Porušení těsnění při montáži závěrného klenáku (http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)

38.1.21 Poškození segmentů způsobené ocasní částí štítu

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – 4, 5, 6, f.

V případě, že není prstenec ostění umístěn přesně centricky vůči ocasní části štítu, působí štít před svým koncem koncentrovaným zatížením štítového těsnění na ostění a snaží se vycentrovat prstenec vůči sobě samému. Pokud je tomuto pohybu geometricky bráněno úpravou spoje mezi prstenci například typem pero a drážka, může snadno nastat poškození segmentu, protože kruhová klenba ostění je obecně velice citlivá na osamělé lokální zatížení.



Obr. 594: Porucha ostění ocasní částí štítu (http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)

Minimalizovat tyto poruchy lze kupříkladu krátkými zkosenými univerzálními prstenci, které jsou instalovány tak, aby byla osa tunelu co nejvíce shodná s osou tunelovacího stroje, resp. jeho ocasní části. V praxi není ale neobvyklé, že je tento typ zkosených prstenců sestaven přesně obráceně a riziko poškození segmentů se tak naopak zvyšuje.

Podstatné je provádět konstantní monitoring volného prostoru v ocasní části štítu a kontrolovat plán sestavování jednotlivých segmentů, aby se předešlo nebezpečnému přiblížení ocasní části štítu k ostění. Je nutné poukázat na to, že v současné době jsou stále tato sledování prováděna manuálně. Lokální podmínky spolu s obvykle napjatým harmonogramem výstavby často vedou k zanedbávání těchto měření. Řešením je použití automatických měřících systémů. Kontinuálním sledováním, kontrolou a obezřetnou analýzou se lze vyhnout těmto zbytečným poškozením ostění.

38.1.22 Porušení ostění od vybavení tunelovacího stroje

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – vše.

V těsné blízkosti štítu injektovaná hmota ještě stále nedosáhla své konečné pevnosti. Po průjezdu štítu je ostění ve své spodní části zatěžováno koncentrovaným zatížením od následného vybavení tunelovacího stroje. Pokud je poloha podélných spojů nepříznivá nebo není injektáž provedena správně a ostění je v oblasti invertu nesprávně podepřené, způsobí zatížení od přípojných vozíků tunelovacího stroje (závěsu) velké deformace na styčných plochách mezi segmenty, které mohou vést k těžkému poškození ostění. Proto by mělo být zatížení z prvního pomocného vozíku co nejvíce rozneseno a odsunuto co nejdále za tunelovací stroj.

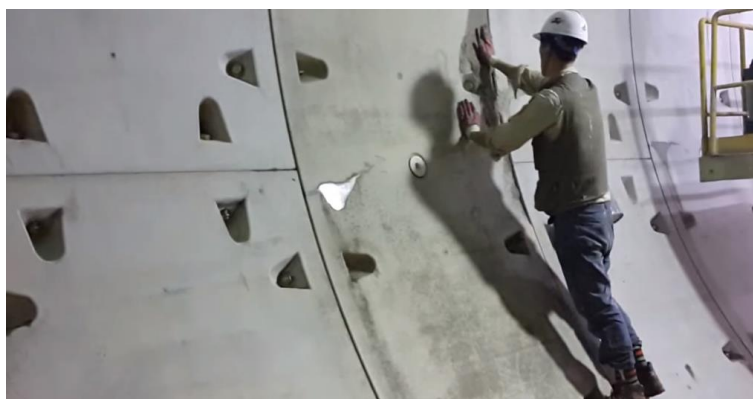
38.1.23 Poškození ostění v místech propojení s jinou konstrukcí

Poruchy dle Tab. 15 a Obr. 573 – vše.

V místech napojení hlavního tubusu tunelu na jinou konstrukci (například příčné propojení, větrací a únikové šachty apod.) je třeba provést 3D analýzu působení segmentového ostění a tomuto přizpůsobit i jeho návrh. Doporučuje se zde provádět důkladný monitoring chování ostění. V těchto místech, tzv. krčků, je ostění tužší a přetahuje na sebe okolní zatížení, které může způsobit poškození ostění.

38.2 Opravy poškození segmentů

Obecně platí, že opravám segmentového ostění by se mělo co nejvíce vyhnout. Hlavním důvodem je velice vysoká nákladnost oprav a sanací. Poškození 1-9 dle Tab. 15 a Obr. 573, by měly být, pokud možno, opraveny, stejně tak poruchy hydroizolační funkce L1 a L2. U trhlin a-f záleží na šířce, poloze a rozsahu. Vždy je nutné poruchu identifikovat, najít příčiny jejího vzniku, rozhodnout se, zda a jakou provést opravu, popřípadě ji uskutečnit a následně vyčistit ostění.

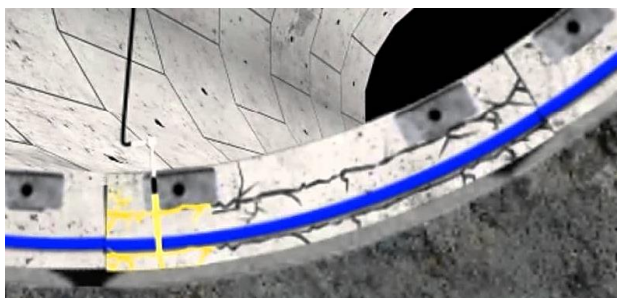


Obr. 595: Oprava ulomené hrany segmentu (<https://www.youtube.com/watch?v=gaJfRzSDZSw>)

Plán oprav obsahující všechny specifikace a příčiny možných poškození spolu s použitými materiály by měl být stanoven již před započítím výroby ostění, aby mohly být vybrány, schváleny a na stavbu dodány všechny potřebné sanační materiály.

Dokud je zajištěna stabilita ostění je možné poruchy vnitřního povrchu ostění opravovat relativně snadno. K tomuto účelu se nejčastěji používají směsi na bázi umělých pryskyřic. Rozsáhlé poruchy mohou být opraveny po opatrném odstranění všech poškozených betonových vrstev pomocí stříkaného betonu. Odstranění poškozeného betonu lze nejlépe provádět pomocí vysokotlakého vodního paprsku. Pokud se poruchy rozšíří přes celou tloušťku segmentu a je ohrožena hydroizolační funkce ostění, je nutné v krajním případě segment vyměnit, což ve většině případů znamená segment vybourat a monoliticky nahradit.

Poškození hydroizolační funkce je nejčastějším, obtížně opravitelným a nákladným zdrojem poruch segmentového ostění. V případě, že jsou použity klasické elastické těsnicí vložky, je účinné provádět výplňovou injektáž vnějšího prostoru za ostěním přes segmenty (viz Obr. 596). K tomu obvykle slouží sdružené otvory pro uchycení segmentu erektorem a injektáž (viz Obr. 158). Pokud je poškozeno těsnění v oblasti závěrných klenáků, doporučuje se injektovat přes tenké injektážní trubičky propíchnuté skrz těsnění. Volba složení injektážní směsi závisí na okolním prostředí. Může být použita například cementová pasta, křemičitá nová směs a různé umělé hmoty a pryskyřice.



Obr. 596: Oprava trhlín v segmentu tlakovou injektáží (<https://i.ytimg.com/vi/M5avj-eLLyl/maxresdefault.jpg>)

Na opravu netěsných spojů bývá také používán bobtnavý kaučuk, který dokáže mnohokrát zvětšovat svůj objem při styku s vodou, vyplnit celou spáru a tím zaručit vodonepropustnost ostění. Tyto dodatečné vnitřní těsnicí pásy jsou často umísťovány do nově vytvořených drážek ve spárách mezi segmenty.

Opravy segmentů z drátkobetonu jsou obvykle méně nákladné než klasických železobetonových z těchto důvodů:

- U drátkobetonových segmentů vzniká během výstavby méně trhlín.
- Povrchové úlomky a dutiny nemusí být opravovány, protože zde není žádná nosná prutová výztuž, která by mohla mít snížené krytí.
- Z míst, kde došlo k odlomení hrany, vystupují drátky. Dojde tak k lepšímu spojení opravované a stávající části.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 144-147); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 296-299); (Wittke, a kol., 2007, s. 147-148); (Blom, 2002a, s. 13-14, s. 19, s. 133-146); (Goodfellow, 2011, s. 50-51); (Fabozzi, 2017, s. 54-58); (De Waal, 1999, s. 21-23, s. 138-140).

39 Trvanlivost segmentového ostění

Trvanlivostí ostění je myšleno zajištění požadované únosnosti a použitelnosti segmentového ostění po celou dobu životního cyklu tunelu v závislosti na jeho funkci a požadovaném účelu. Uvažuje se s co nejnižšími náklady na údržbu a opravy. Některá místa jako například vnější líc ostění a těsnění, jsou bez odstranění původní nosné konstrukce, pro opravy téměř nepřístupná.

Z hlediska trvanlivosti jsou zásadní následující požadavky:

- Zajištění únosnosti prstence ostění se všemi jeho komponenty
- Voděodolnost ostění (trvanlivost těsnících profilů viz 16.3 *Segmentové těsnění*)
- Omezení odlupování betonu, které má vliv na bezpečnost provozu v tunelu i únosnost ostění
- Snížení korozního namáhání a degradace (stárnutí) všech použitých materiálů

V textu níže bude okomentována trvanlivost klasického segmentového ostění z prefabrikovaných betonových prvků vyztužených betonářskou výztuží nebo drátky. Hodnocení trvanlivosti ocelových segmentů má svá odlišná specifika.

39.1 Proces stárnutí

Betonové segmenty jsou vystaveny působení různých vnějších i vnitřních činitelů. Na trvanlivost betonu má zásadní vliv především jeho složení, kompaktnost směsi, propustnost apod. Mechanismus postupné ztráty původních vlastností a stárnutí je velice složitý a podílí se na něm většinou více faktorů, které se vzájemně kombinují. Mezi ty základní patří:

- Karbonatace vnějšího i vnitřního povrchu segmentového ostění.
- Síranová reakce vlivem agresivní podzemní vody nebo hornin obsahujících tyto sloučeniny (vznik objemnějšího ettringitu).
- Alkalicko-křemičitá reakce kameniva (bobtnající látky v cementové pastě).
- Napadení ostění chloridy například z rozmrazovacích prostředků v blízkostech portálů, nebo slaným prostředím v přímořských oblastech.
- Poškození mikroorganismy.
- Mechanická abraze vnitřních povrchů vlivem čištění tunelového ostění atd.
- Degradace kvůli teplotním změnám (opět především v příportálových oblastech).

Pro správný návrh ostění z hlediska stárnutí je rozhodující zařadit ostění podle konkrétních vnějších podmínek do nejnepříznivější tzv. třídy vlivu prostředí (příklad z německé normy v Tab. 16) a na základě ní stanovit odpovídající vrstvu krytí betonářské výztuže.

Tab. 16: Tabulka stupňů vlivu prostředí (dle ČSN EN 206+A1)

Stupeň	Popis prostředí	Max. w/c	Min. tř. betonu	Min. mn. cem. [kg/m³]	Stupeň	Popis prostředí	Max. w/c	Min. tř. betonu	Min. mn. cem. [kg/m³]
X0	Bez nebezpečí koroze nebo narušení	---	C12/15	---	XF	Střídavé působení mrazu a rozmrazování (mrazové cykly), s rozmrazovacími prostředky nebo bez nich			
XC	Koroze vlivem karbonatace				XF1	mírně nasycen vodou, bez rozmrazovacích prostředků	0,55	C30/37	300
XC1	suché nebo stále mokré	0,65	C20/25	260	XF2 a)	mírně nasycen vodou, s rozmrazovacími prostředky	0,55	C25/30	300
XC2	mokré, občas suché	0,60	C25/30	280	XF3 a)	značně nasycen vodou, bez rozmrazovacích prostředků	0,50	C30/37	320
XC3	středně mokré, vlhké	0,55	C30/37	280	XF4 a)	značně nasycen vodou, s rozmrazovacími prostředky nebo mořskou vodou	0,45	C30/37	340
XC4	střídavě mokré a suché	0,50	C30/37	300	XA	Chemicky agresivní prostředí			
XD	Koroze způsobená chloridy jinými než z mořské vody				XA1	slabě agresivní chemické prostředí (viz tabulka dále)	0,55	C30/37	300
XD1	středně mokré, vlhké	0,55	C30/37	300	XA2 b)	středně agresivní chemické prostředí (viz tabulka dále)	0,50	C30/37	320
XD2	mokré, občas suché	0,55	C30/37	300	XA3 b)	vysoce agresivní chemické prostředí (viz tabulka dále)	0,45	C35/45	360
XD3	střídavě mokré a suché	0,45	C35/45	320					
XS	Koroze způsobená chloridy z mořské vody								
XS1	vystaven slanému vzduchu, ale ne v přímém styku s mořskou vodou	0,50	C30/37	300					
XS2	trvale ponořen ve vodě	0,45	C35/45	320					
XS3	smáčený a ostříkovaný přílivem	0,45	C35/45	340					

Při hodnocení stárnutí ostění z vnější strany nelze uvažovat s ochranným účinkem vrstvy výplňové injektáže. Není totiž zaručeno udržení jejích vlastností po celou dobu životnosti díla. Negativní vliv na stárnutí mají samozřejmě různá poškození okrajů, rohů a spojů mezi segmenty. Důležité je zajistit uzavřený povrch betonu s co nejnižší porozitou.

39.2 Doporučení ke zvýšení trvanlivosti ostění

Pro zvýšení trvanlivosti segmentového ostění jsou doporučena následující opatření.

- Používat betony běžných pevnostních tříd (například C40/50) a snažit se držet horní mez pevnosti. Betony velmi vysokých pevnostních tříd jsou křehčí a velice náchylné k poškození během montáže ostění. Oblasti, které jsou dodatečně opravované nebo s široce rozevřenými trhlinami, bývají z hlediska trvanlivosti vždy kritickým místem.
- Snažit se dosáhnout co nejhutnějšího betonu s co nejnižší porozitou a propustností především v krycí vrstvě. To lze zajistit správným návrhem směsi (nízký vodní součinitel, rovnoměrnou křivkou zrnitosti) a technologií zpracování (uzavřené ocelové formy, správné hutnění, ošetřování, odformování a ukládání bez vzniku poškození). Vysoká pozornost musí být věnována především vnějšímu povrchu, kde mohou vznikat u povrchu vzduchové bublinky.
- Zajištění dostatečné pasivace ocelové výztuže. Minimální tloušťka krycí vrstvy by neměla klesnout pod 40 mm na vnější a vnitřní straně ostění. V oblastech podélných i příčných spojů může být krytí sníženo až na hodnotu 20 mm. Příklad ke krytí z hlediska dodržení tolerancí činí 10 až 15 mm.
Pozn.: Pohled na tloušťku krycí vrstvy je v různých zemích značně odlišný. Ve Velké Británii a Francii je doporučeno krytí 20 až 30 mm. Naproti tomu některé Asijské země předepisují minimální krytí 40 mm.
- Použití armokošů fixovaných pomocí sítí nebo lokálních svarů v souladu s navrženou tloušťkou krycí vrstvy a všech dalších prostředků připevňovaných k formě před betonáží. Výroba armokoše s pomocí strojů a počítačů je v tomto ohledu velice prospěšná.
- Alternativní vyztužení segmentů např. pomocí GFRP (viz kapitola 29 *Vyztužování segmentového ostění*).
- Ochrana klasické betonářské výztuže (pozor na možnost svařování) – nátěry, metalizace, epoxydový povlak, katodická ochrana (nutnost vodivě propojené výztuže).
- Vyhnout se všem neplánovaným mechanickým zatížením a agresivním vnějším prostředím před instalací ostění.
- Statickým výpočtem limitovat maximální přípustnou šířku trhlin. Pro klasické segmenty se uvažuje obecně šířka 0,2 mm. V případě tunelů pod hladinou podzemní vody je na vnější straně požadavek často přísnější, a to 0,15 mm.
- Trvanlivost segmentů je také ovlivněna trvanlivostí jednotlivých prvků příslušenství ostění.

39.3 Zvláštnosti v případě použití drátkobetonu

Ocelové drátky mohou při působení agresivního prostředí korodovat. Nicméně, díky malému poloměru nemají objemnější korozní produkty takový účinek a nezpůsobují olupování betonu. Dosah koroze je rovněž limitován do hloubky pouze několika centimetrů. Jediným problémem mohou být projevy koroze na pohledovém povrchu z hlediska estetiky. V případě velmi agresivního vnějšího prostředí (XS2, XD2, XS3 a XD3) může být již problém i s drátky a musí být proveden podrobný posudek trvanlivost drátkobetonového ostění. To se týká například silničních tunelů, kde je obvykle vysoké zatížení chloridy.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (DAUB, 2013, s. 35-36); (Wittke, a kol., 2007, s. 384-387); (Goodfellow, 2011, s. 37-38); (A.F.T.E.S., 1999, s. 17-18).

40 Vyplnění volného prostoru mezi ostěním a horninou

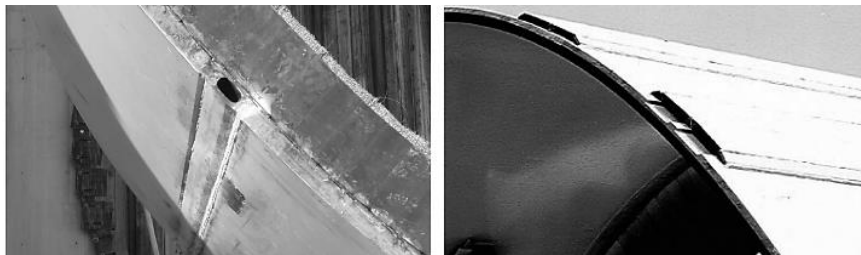
Úspěšné vyplnění prostoru za segmenty úzce souvisí se správným chováním ostění jako takového především z těchto důvodů:

- Injektáží by se měly zcela zaplnit všechny volné prostory za ostěním. Tlaková injekce stlačí materiál okolního horninového masivu především v bocích výrubu a tím pomáhá zlepšit jeho vlastnosti.
- Správné „usazení“ prstence ostění složeného ze segmentů před konvergujícím masivem po celém obvodu a roznos nepravidelných zatížení do tunelového ostění.
- Prstenec skládající se z více než tří spojů je vždy staticky přeuročtý (kinematický mechanismus), závislý na podpoře okolního prostředí, z důvodu udržení svého tvaru. I v případě ostění, kde jsou jednotlivé segmenty k sobě spojovány a spáry jsou upravené například na pero a drážku, je nutné provést výplň volného prostoru, aby nebyly deformace a namáhání spojů překročeno a nedošlo tak k poškození ostění.
- Vyplnění je také nutné z důvodu rovnoměrného přenosu vnějšího zatížení do ostění a podpory ostění při zatížení silami ze štítových lisů a od kroutících sil vzniklých otáčením rezné hlavy.
- Prostřednictvím injektážního tlaku je do prstence ostění vnesena tlaková normálová síla, která pomáhá minimalizovat nebo téměř odstranit projevy nesymetrického vnějšího zatížení (především účinků ohybových momentů).
- Pro ražbu s tlakovou kontrolou čelby je injekce nutná proto, aby se předešlo úniku tlaku z čelby do volného prostoru za ostěním.
- Udržení stavu horninového masivu blízkého primární napjatosti – minimalizace deformačních projevů ražby. Menší redistribuce napjatosti kolem výrubu znamená menší deformace masivu, které vedou k menšímu sedání na povrchu terénu. Toto hledisko je velice důležité u tunelovacích strojů s tlakovou podporou čelby, kdy v kombinaci s tlakově kontrolovanou injektáží prostoru za ostěním lze dosáhnout minimálních projevů ražby na povrchu.
- Při použití injektovaného materiálu na bázi hydraulických pojiv zlepšení vodonepropustnosti jednoplášťového ostění (všeobecně se na to ale nedá spoléhat).
- Některým poruchám ostění se nelze vyhnout ani pečlivou montáží jednotlivých prstenců. Použitím speciálních aditiv v injektážní směsi, které jsou schopné vzdorovat deformacím a přemostit trhliny, lze zlepšit hydroizolační schopnost ostění a napravit některé chyby v těsnění mezi segmenty.
- Částečná izolace segmentového ostění před agresivním prostředím. V některých případech může být ekonomicky výhodnější použít speciální složení injektážní směsi z látek odolávajících agresivnímu prostředí a zvětšení tloušťky injektované vrstvy.
- V případě tunelů určených k tlakovému transportu určitého média, je vnější rovnoměrné podepření ostění pro správné statické působení rozhodující.

Vyplnění volného prostoru je prováděno ve fázi, kdy se razicí stroj pohybuje vpřed. Materiál výplně může být do mezery umístěn dvěma způsoby. Buď k tomu určenými otvory v jednotlivých segmentech, nebo přes injektážní trubice v ocasní (koncové) části štítu.

- První možnost skrz otvory v ostění (viz Obr. 599) je nejčastěji prováděna v kombinaci s vyplněním štěrkem a dvouplášťovým ostěním. Otvory jsou opatřeny závitovými spoji pro injektážní hadice a uzavřené po sestavení prstence. Další možností je použití gumových zpětných ventilů integrovaných přímo do segmentů.
- Injekce přes koncovou část štítu (viz Obr. 597) je v současnosti standardem pro razicí stroje s aktivně podepřenou čelbou. Injekce probíhá současně s postupem štítu. Výhodou je okamžité vyplnění mezery mezi ostěním a horninou. Dnes jsou nejrozšířenější integrované injektážní dráhy Obr. 597 vlevo. Každá injektážní dráha

je kvůli potenciální možnosti blokace a čistění opatřena druhou rezervní trubicí. Nevýhodou externích Obr. 597 vpravo jsou problémy při směrovém a výškovém vedení tunelovacího stroje.



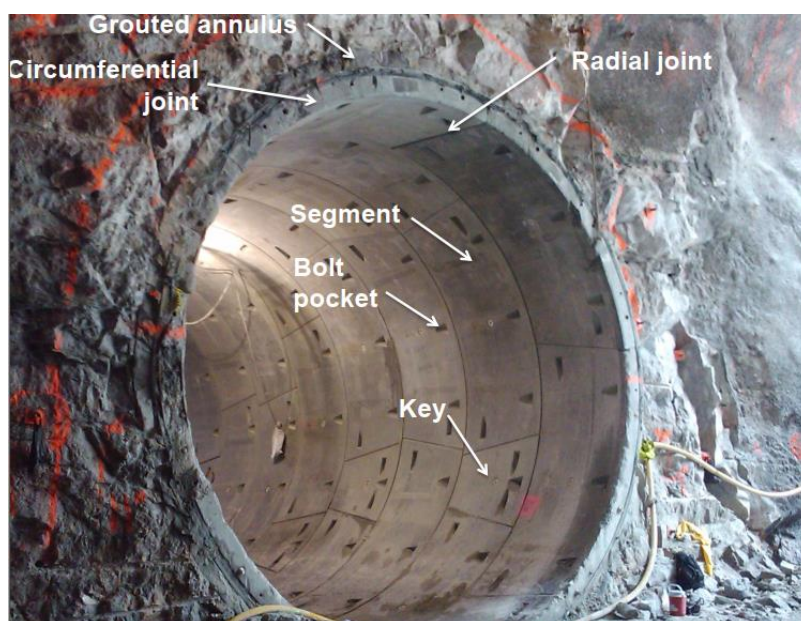
Obr. 597: Injektážní otvory v koncové části štítu vlevo integrované; vpravo externí (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 166)

Na základě typu tunelovacího stroje a koncepci ostění lze rozlišit koncepčně dvě základní skupiny možného způsobu výplně prostoru mezi ostěním a horninou (viz Tab. 17).

Tab. 17: Způsoby vyplnění prostoru mezi ostěním a horninovým masivem (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 163)

Aplikace	Typ tunel. stroje	Segmentové ostění	Způsob výplně
Zeminy a rozvolněné horniny	Štít s aktivní podporou čelby	Jednoplášťové vodotěsné ostění	Injektáž injektážní směsí
Pevné horniny	Tunelovací stroje bez aktivní podpory čelby	Jednoplášťové ostění	Injektáž injektážní směsí
		Dvouplášťové ostění	Injektáž injektážní směsí v invertu, zbytek vyplněn štěrkem

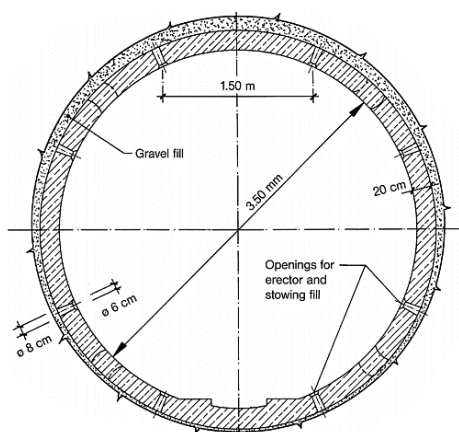
Rozlišujeme také primární a sekundární injektáž. Primární injektáž slouží k zajištění správného usazení prstence, sekundární (méně častá) pak k doinjektování všech trhlin a dutin kolem tunelu vzniklých po průjezdu tunelovacího stroje a vytvrdnutí primární injektáže.



Obr. 598: Segmentové ostění spolu s výplňovou injektáží (Grouted annulus – zainjektovaná mezera za ostěním, Circumferential joint – příčný spoj, Radial joint – podélný spoj, Segment – segment, Key – závěrný klenák, Bolt pocket – nika pro spojovací prostředky) (Hurt, 2016, s. 81)

40.1 Vyplnění volného prostoru štěrkem

V případě mechanizovaného tunelování v únosném horninovém prostředí může být prostor mezi ostěním a horninou vyplněn jednou frakcí kulatozrného štěrku (velikosti zrn 4–8 mm), který je do mezery „nafoukán“ skrz uzavíratelné otvory v ostění, například pomocí stroje na ukládání suchého stříkaného betonu. Póry mezi zrny štěrku bývají často v následující fázi zainjektovány, aby se předešlo tomu, že propustný výplňový materiál začne drénovat vodu z okolního masivu. Tento způsob se používá nejčastěji v kombinaci s dvouplášťovým ostěním. Příklad vyplnění prostoru mezi horninou a ostěním pomocí štěrku je vidět na Obr. 599.



Obr. 599: Vlevo příklad tunelu s vyplněním mezery pomocí štěrku, vpravo plnicí otvor skrz segmentové ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 140) (Wittke, a kol., 2007, s. 311)

Nevýhodou tohoto způsobu je fakt, že skrze otvory může být výplň provedena až ve chvíli, kdy otvory opustí štítové těsnění. To vede k možnému dosednutí masivu na ostění a s tím spojeným rozsáhlým deformačním projevům. Proces injektáže je v tomto případě oddělen od postupu tunelovacího stroje.

40.2 Vyplnění volného prostoru injektovanou hmotou

U tunelů ražených v prostředí s horší stabilitou výrubu je volný prostor nejčastěji injektován. Používat lze směsi na bázi hydraulických pojiv i dvousložkových injektážních systémů. První užití bylo již v roce 1982 při výstavbě podzemní dráhy v Osace.



Obr. 600: Proces výplňové injektáže prostoru za segmentovým ostěním (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

Potřebný tlak bývá stanoven na základě velikosti horninového a hydrostatického tlaku. Injektáž také značně měří zlepšuje přetvárné a pevnostní parametry masivu v blízkosti výrubu. Ze statického hlediska s ní ale nebývá ve výpočtech uvažováno. Z tohoto důvodu nejsou na pevnost výplňové hmoty kladeny vysoké požadavky. Důležité jsou ale přetvárné vlastnosti injektážní směsi, především modul pružnosti, který by měl být řádově shodný s modulem obklopujícího horninového prostředí, aby došlo k rovnoměrnému roznosu zatížení do celého tunelového ostění.

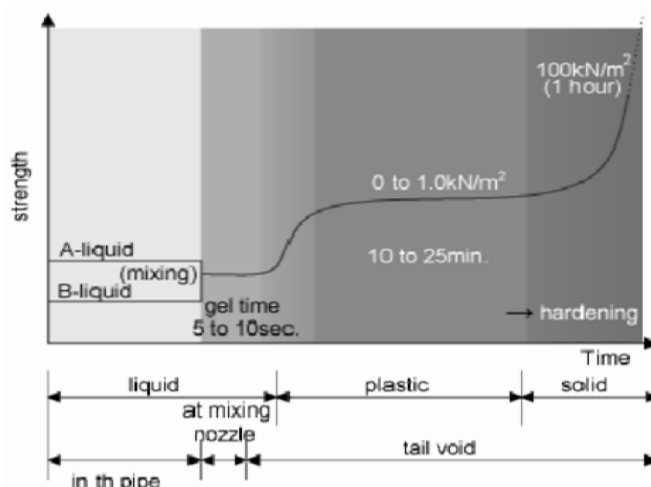
Při návrhu optimální injektážní směsi je třeba vycházet ze tří základních otázek:

1. Jaká má být výsledná zpracovatelnost směsi?
2. Jaká bude efektivita injektáže s ohledem na řízení deformací horninového masivu, kompatibilitu s použitým typem ostění a razicím strojem?
3. Jaké jsou náklady na výrobu směsi při uvážení místních zdrojů materiálů apod.?

Základní požadavky na injektážní směs jsou následující:

- Dostatečně vysoká tekutost injektážní hmoty (aby dokonale vyplnila mezeru mezi segmentovým ostěním a výrubem společně se všemi mezilehlými prostory)
- Naproti tekutosti je potřebná i určitá vazkost (aby se jemný materiál nedostal za štítové těsnění, do technologické mezery za štítem nutné pro prostorové vedení tunelovacího stroje nebo podél štítu až k čelbě).
- Určitá vazkost je také nutná, aby mělo ostění co nejmenší tendenci vyplavávat.
- Zpracovatelnost a stálost během výroby a transportu. Nesmí dojít k segregaci.
- Materiálové parametry, především modul pružnosti s ohledem na okolní horninové prostředí.
- Granulometrické složení (kvůli vhodné pumpovatelnosti).
- Odolnost proti vyplavování.
- Správný náběh pevnosti (aby při neočekávaném zastavení stroje nedošlo k ucpání injektážních otvorů, na druhé straně pomalu tuhnoucí směs lépe vyplní volný prostor). Injektážní materiál by měl při přechodu ze stavu tekutého do pevné látky udržet statickou rovnováhu a být stabilní. Nesmí ve velké míře měnit svůj objem ani volně pronikat do okolního horninového masivu. Náběh pevnosti závisí také na vlastnostech obklopujícího prostředí.

Pro namáhání segmentového ostění je náběh pevnosti injektážní hmoty v závislosti na rychlosti ražeb rozhodující a velkou měrou závisí na nasákavosti okolního prostředí. V podélném směru si lze celý tubus ostění představit jako nosník, který je na jedné straně podepřen již vytvrdnutou injektážní hmotou a na straně druhé konstrukcí štítu. Zatížení vztlakem neztuhlé injektáže mezi těmito dvěma oporami může být značné a je jen těžce stanovitelné ve fázi návrhu ostění. Z tohoto důvodu je nezbytné sladit rychlost tuhnutí směsi s postupem tunelovacího stroje tak, aby tato „nepodepřená“ délka byla co nejkratší. Nejvyšší zatížení injektážním tlakem je pak v těsné blízkosti za štítem, kde má injektáž stále ještě nízkou viskozitu a pevnostní parametry.



Obr. 601: Nárůst pevnosti dvousložkové injektážní hmoty v čase (Strength – pevnost, Time – čas, In the pipe – v potrubí, At mixing nozzle – v mísící hlavici, Tail void – mezera za ocasní částí štítu, Liquid – tekutý (tekutina), Plastic – plastický, Solid – pevný, Mixing – míchání, Gel time – gelová konzistence, Hardening – tvrdnutí) (Fabozzi, 2017, s. 6)

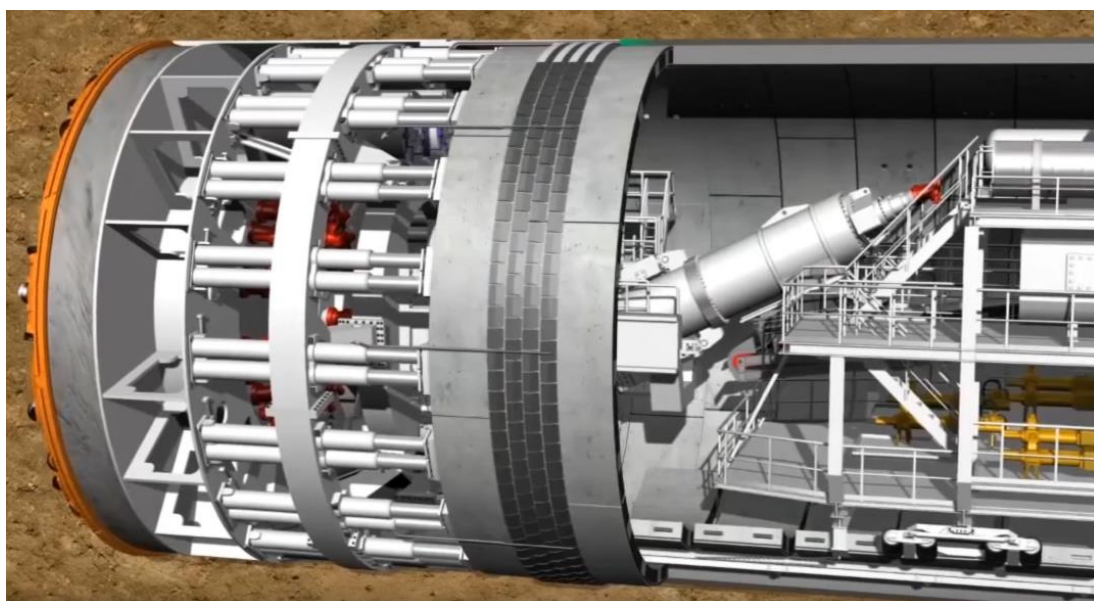
V praxi jsou dnes rozšířené dva injektážní systémy. Klasické mokré injektážní směsi (buď na bázi hydraulických pojiv, nebo inertní) a dvousložkové (gelové) injektážní směsi.

V prvním případě se běžně používá cement případně vápno jako pojivo pro zajištění rychlé stabilizace nosné kostry z kameniva o velikosti zrna do 8 mm. Z důvodu dosažení větší kompaktnosti směsi je vhodné přidat také jemnozrnné materiály jako například popílek, jemnozrnný písek, filler a bentonit. Běžně se používají přísady měnící vlastnosti čerstvého betonu (plastifikátory, inhibitory a akcelerátory tuhnutí apod.). Rychlost tuhnutí musí být správně zvolena tak, aby se mohlo injektovat i po delších přestávkách a nemusely se stále vyplachovat a vymývat injektážní hadice. Běžné injektážní směsi tvrdnou za 5 až 7 hodin. Tento čas by měl být vyladěn podle rychlosti ražby. Naproti tomu je požadavek na co nejrychlejší nárůst tuhosti z hlediska zajištění přenosu sil z horninového masivu do ostění. Jako pojiva a plniva injektované směsi mohou být použity také další syntetické materiály a pryskyřice, nebo například bentonit. Musí být ověřena ekologická nezávadnost injektovaných materiálů.

Výhodou dvousložkových injektáží je snadná doprava báze směsi (voda, cement, bentonit) k tunelovacímu stroji čerpáním a má vyšší dobu zpracovatelnosti než klasické injektáže. Gelová přísada (urychlovač tuhnutí) je přidávána až v injektážní hlavici, zaručuje co nejrychlejší nárůst pevnosti (viz Obr. 601) a snižuje rozplavitelnost podzemní vodou.

Když je malta injektována do prostoru za ostění, vždy se část záměsové vody nasákne (dle hydrogeologických vlastností prostředí) do okolní horniny. To s sebou ale přináší samovolnou ztrátu objemu a možnost budoucích nechtěných deformací případně dutin. Proto se doporučuje používat injektážní hmoty o co nejmenším vodním součinitelem.

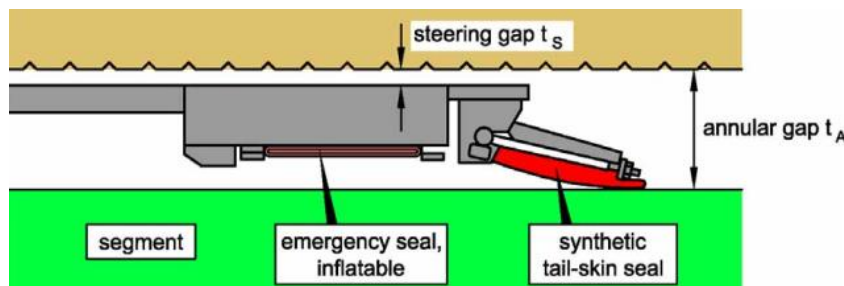
Důležité je zabezpečit dodávku dostatečného množství injektážní hmoty. Běžně to bývá několik kubických metrů na jeden sestavený prstenec. Skladování potřebných složek směsi probíhá na povrchu terénu, kde je obvykle i směs připravována. Poté bývá pumpována k tunelovacímu stroji a umístěna do sila injektážní pumpy. Injektáž prostoru mezi horninou a ostěním musí být realizována, co nejdříve je to možné po provedení výrubu a instalaci ostění. Obzvláště pokud má okolní horninový masiv nízkou stabilitu. Žádné prázdné prostory a kaverny, které by mohly v budoucnu způsobit poruchy, nejsou po provedení injektáže přípustné.



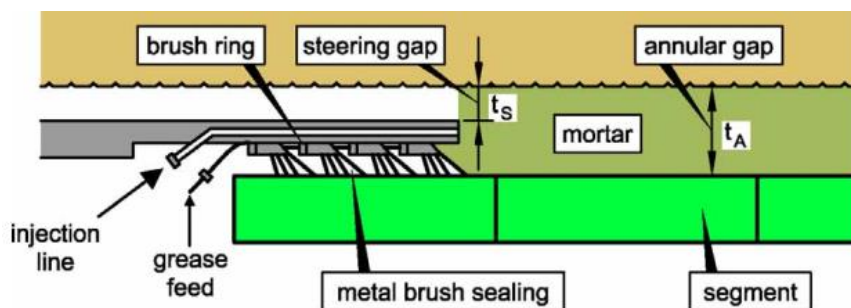
Obr. 602: Poloha těsnění v koncové části štítu (<https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo>)

Injektážní směs nesmí v žádném případě unikat na čelbu. Aby bylo dosaženo úspěšné tlakově kontrolované výplně mezilehlého prostoru kolem ostění, je nutné zabezpečit jeho těsnost. Příklad a umístění štítového těsnění je vidět na Obr. 602. Vývoj štítových těsnících

systému, jako například moderní gumová těsnění (viz Obr. 603) a ocelové kartáčové těsnění (viz Obr. 604), umožňuje provádět tlakovou výplňovou injektáž přes injektážní trubice v ocasní části štítu téměř ihned po průjezdu štítu a předejde se rozvolňování horniny v okolí výrubu s tím i negativnímu vlivu ražby na okolní horninový masiv.



Obr. 603: Gumové štítové těsnění (Segment – segment, Annular gap – mezeru za ostěm, Steering gap – mezeru nutná pro řízení tunelovacího stroje, Emergency seal (inflatable) – pohotovostní těsnění (sklopné), Synthetic tail-skin seal – syntetické štítové těsnění) (Wittke, a kol., 2007, s. 33)



Obr. 604: Kartáčové štítové těsnění (Segment – segment, Annular gap – mezeru za ostěm, Steering gap – mezeru nutná pro řízení tunelovacího stroje, Brushing ring – prstenec kartáčového těsnění, Metal brush sealing – ocelové kartáčové těsnění, Injection line – injektážní potrubí, Grease feed – přívod těsnícího maziva) (Wittke, a kol., 2007, s. 32)

Při použití drátkobetonových segmentů se doporučuje používat kartáčová těsnění. Gumová (syntetická) těsnění se vyčnívajícími drátky velice rychle opotřebovávají.

Některé štíty jsou vybaveny zpětnou klapkou umístěnou po obvodu štítu (mezi štítem a horninovým masivem), která zabezpečí, že se natlakovaná injektážní hmota nedostane v případě většího nadvýrub před štít na čelbu.

Množství injektovaného materiálu, požadované injektážní tlaky a vlastnosti směsi jsou dány na základě specifických podmínek každého projektu. Během provádění by měly být tyto hodnoty monitorovány, zaznamenávány a porovnávány s teoretickými. Pro kontrolu kvality vyplnění volného prostoru za ostěním se v některých případech provádí jádrové vývrty přes ostění, jejichž počet by měl být ale minimalizován.

Tato kapitola byla zpracována s použitím následujících zdrojů: (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 139-140, s. 157-166); (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 291); (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 223-233); (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, s. 55-56); (Wittke, a kol., 2007, s. 32-33, s. 294-313); (Goodfellow, 2011, s. 49-50); (Fabozzi, 2017, s. 5-6); (A.F.T.E.S., 1999, s. 14-15).

41 Závěr disertační práce

Ražba pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů nabízí velice efektivní alternativu ke konvenčním tunelovacím metodám. Čím dál více podzemních staveb je prováděno právě tímto způsobem tunelování. S rostoucím počtem nových projektů roste poptávka po řešení určitých technických, výpočetních, stavebních i konstrukčních detailů a předpokladů, které se při předchozích realizacích neosvědčily, nefungovaly, nebo byly z hlediska bezpečnosti a trvanlivosti příliš konzervativní. Jednou z oblastí, kde probíhá ve světě intenzivní vývoj je i betonové segmentové ostění, které bylo za posledních více než 50 let úspěšně použito na výstavbu stovek kilometrů velké řady malých i mezinárodně významných podzemních staveb. Ve většině případů je výsledkem bezpečné, trvanlivé a ekonomické tunelové ostění. Na segmentové ostění se musí pohlížet jako na multidisciplinární komplex jednotlivých dílčích prvků, které poté, co jsou sestaveny dohromady, tvoří stabilní vodotěsné ostění kompatibilní s použitým tunelovacím strojem.

V případě mechanizovaného tunelování k namáhání definitivního ostění přispívá velké množství vnějších i vnitřních vlivů. Jestliže je cílem získat co nej přesnější bezpečnou analýzu chování ostění, je nutné provést sdružený 3D výpočet se zohledněním spojů mezi jednotlivými segmenty ostění, postupu ražeb a všech rozhodujících relevantních zatěžovacích stavů, včetně těch dočasných, které přispívají k výslednému namáhání ostění. Na druhou stranu, aby si byl statik svým návrhem jistý, musí být výpočtový model co nejjednodušší a průhledný. Tvorba a vyhodnocení dat z 3D modelů jsou velice náročné disciplíny. Stejně tak je velmi obtížné posoudit 3D úlohu z hlediska nalezení mezního stavu určitého konstrukčního prvku, na čemž je založena velká část dnešních platných norem. Z těchto důvodů bývají ve statické praxi stále nejvíce používané 2D numerické modely s ostěním zavedeným buď prutově, nebo plošně. Interakce ostění s horninou je uvažována dvěma základními způsoby. Prostřednictvím pružných podpor a přímo určeným vnějším zatížením horninového masivu, nebo namodelováním úlohy kontinua, kde je výsledné zatížení ostění dáno spolupůsobením konstrukce a okolního prostředí. Vliv podélných spojů je v nejjednodušším případě zaveden nepřímo pomocí modelování souvislého prstence ostění, který je, v závislosti na počtu podélných spojů, globálně změkčen. Pokročilejší výpočty simulují sníženou ohybovou tuhost prstence ostění přímo v místě podélného spoje vloženým polotuhým styčником.

Výsledky 3D numerických výpočtů provedených v rámci této disertační práce ale jasně prokázaly, že je pro správný návrh a dimenze ostění rozhodující uvažování vzájemného prostorového spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění. Rozdíly v namáhání ostění jsou závislé na konkrétních vstupech každého projektu. Nejvyšší nárůst vnitřních sil v ostění s neprůběžnými podélnými spoji vůči izolovanému prstenci ostění je možno pozorovat v případě ohybově měkkého ostění se smykově tuhým uspořádáním příčného spoje, působícího v horninovém prostředí s nízkou tuhostí, zatíženého nerovnoměrným vnějším zatížením a vysokými silami štítoých lisů. Při takovéto nepříznivé konfiguraci vstupů je doporučeno provést fyzikálně-nelineární výpočet zohledňující vznik trhlin v samotném ostění. Lineární výpočet by mohl vést na příliš neekonomický návrh ostění. Některá v praxi běžně užívaná zjednodušení a 2D přístupy mohou vést k podhodnocení namáhání ostění a získání chybných výsledků. Na tento jev upozorňují i zahraniční autoři. Jedině 3D přístupem je možné ohodnotit všechny vstupní vlivy a provést správný návrh segmentového ostění mechanizovaně ražených podzemních staveb.

Při tvorbě této disertační práce byla autorovi položena otázka: Je nutné zabývat se takto detailně namáháním a působením segmentového ostění, když do reálného výpočtu vstupuje tolik dalších neznámých, které nelze dopředu ohodnotit ani nikterak správně odhadnout? Tazatel cílil především na nejistotu v působení okolního horninového prostředí, případně volbu jeho parametrů a vypovídajícího materiálového modelu. Názor autora je takový, že vlivy, které je možno dopředu do numerického modelu zavést, by zavedeny být měly. Není

možné kvůli nejistotám, které nemohou být dopředu eliminovány, neprovést korektní statický výpočet. Riziko základové půdy je navíc většinou dnes používaných smluvních vzorů rizikem objednatele. Proces tunelování je observační metoda. Při zastižení nepředvídatelných inženýrsko-geologických podmínek dochází k následné aktualizaci statického výpočtu a úpravám projektové dokumentace.

Obsah, smysl a účel této disertační práce je popsán v podkapitolách níže. Nejprve bude uveden stručný soupis všech témat, kterými se disertační práce zabývá. Další kapitoly řeší aktuálnost práce, splnění cílů, metody a postupy řešení a konkrétní výsledky práce.

41.1 Popis řešených témat v rámci disertační práce

Níže jsou stručně popsány základní oblasti, kterým se disertační práce v jednotlivých kapitolách podrobně věnuje:

1. V úvodní části práce je představena obecně metoda mechanizovaného tunelování. Popsány jsou její základní principy, nejdůležitější výhody a nevýhody, rozdělení tunelovacích strojů a okrajové podmínky jejich nasazení.
2. Interakce štítu, tunelového ostění a horninového masivu (způsoby podepření čelby, podpora masivu po obvodu pláště štítu, podepření masivu za štítem).
3. Smluvní problematika. Postup při zadávání veřejné zakázky. Rozdíl mezi realizací díla dle vzoru „červené“ a „žluté“ knihy FIDIC.
4. Vývojový diagram návrhu a posouzení tunelového ostění. Požadavky na kompletní podklady pro návrh. Ekonomické zhodnocení jednotlivých variant.
5. Základní konstrukční principy segmentového ostění (jednoplášťové a dvouplášťové ostění, extrudované ostění).
6. Popis materiálů používaných na výrobu segmentového ostění. Historicky používané materiály a tvary tubingů. Drátkobetonová segmentová ostění (vhodnost použití, vliv na přetvárné a pevnostní parametry, typy vláken a drátků, ovlivnění čerstvé betonové směsi, testování drátkobetonu, pracovní a interakční diagram, trvanlivost drátkobetonu).
7. Zajištění vodonepropustnosti díla a ochrana před působením požáru.
8. Geometrické tvary prstenců ostění, prostorové vedení tunelu (prstence s rovnoběžnými plochami, lichoběžníkové prstence, universální prstence).
9. Funkce a typy závěrného klenáku.
10. Tvarové varianty segmentů (obdélníkové segmenty, lichoběžníkové a kosodélníkové segmenty, spirálové segmenty, šestiúhelníkové segmenty).
11. Speciální typy segmentového ostění (rozpíraná a poddajná ostění, Energotubingy, předpjatá ostění).
12. Příslušenství segmentového ostění (spojovací prostředky, systém pro ukládání segmentů, těsnící profily, roznášecí tlakové podložky, otvory a niky v ostění, upevnění vybavení na ostění, označování segmentů).
13. Geometrické rozdělení podélných (ložných) spojů a jejich chování.
14. Geometrické rozdělení příčných (styčných) spojů a jejich působení.
15. Geometrický návrh ostění, volba schématu uspořádání (návrh vnitřního poloměru ostění, tloušťky ostění, délky a konicity prstence, počtu segmentů v prstenci ostění a šířky závěrného klenáku).
16. Vliv pozice a počtu spojů po obvodu prstence na namáhání ostění.
17. Výčet zatížení, které na segmentové ostění v průběhu životního cyklu působí.
18. Popis a principy metody dílčích součinitelů. Ověření únosnosti a použitelnosti na základě mezních stavů (kombinace zatížení pro MSÚ a MSP).
19. Stanovení hodnot a rozložení dočasných zatížení (odformování, manipulace, transport, skladování, instalace ostění, zatížení od tunelovacího stroje, zatížení injektážním tlakem).

20. Konfigurace štítových lisů působících na ostění (nekompatibilní, kompatibilní uspořádání – německá a francouzská soustava).
21. Stanovení hodnot a rozložení trvalých zatížení (vlastní tíha, tlak horninového masivu – 3D působení a redistribuce napjatosti, zatížení vodním tlakem, bobtnání, teplotní změny, zatížení od tunelového vybavení a zatížení provozní).
22. Výsledky experimentálních zkoušek a numerických analýz provedených na segmentovém ostění (normálová, smyková a ohybová tuhost spoje, vliv orientace ohybového momentu, vliv předpětí spoje, vliv 3D spolupůsobení sousedních prstenců ostění).
23. Základní typy výpočetních modelů ostění (analytické metody, numerické modely s pružným podepřením, numerické modely kontinua).
24. Princip modelování úlohy kontinua metodou konečných prvků (velikost řešené oblasti, okrajové podmínky, konkrétní fáze výpočtu při modelování 3D ražeb).
25. Nepřímé metody zavedení vlivu podélného spoje (EMI model, RR model).
26. Přímé metody zavedení vlivu podélného spoje (rotační pružina, vložený prut, vložený materiál, kontaktní prvek).
27. Rozbor chování podélného spoje segmentového ostění (modely dle DAUB, Jansena, Gladwella a Bloma, scénáře a fáze působení, stanovení analytických hodnot rotační tuhosti, citlivostní analýza vstupních údajů).
28. Metody zavedení vlivu příčného spoje (smyková pružina, fiktivní prut, kontaktní prvek).
29. Porovnání rotační tuhosti podélného spoje na základě analytických vztahů s numerickým výpočtem metodou konečných prvků v programu ATENA s uvažováním nelineárního chování betonu ostění, rozvojem trhlin a vlivem výztuže.
30. Sestavení aplikace „MxPhi“ sloužící ke stanovení rotační tuhosti podélného spoje dle analytických vztahů.
31. Analýza chování tunelového ostění při zavedení nelineární tuhosti podélných spojů a porovnání rozdílných metod jejího zavedení.
32. Hodnocení vlivu prostorového spolupůsobení ostění s neprůběžnou podélnou spárou. Vliv tuhosti příčných spojů na 3D namáhání tunelového ostění.
33. Posouzení koncentrovaných napětí v místech spojů segmentového ostění. Posouzení únosnosti spojovacích prostředků. Zatížení ostění vratnými silami segmentového těsnění.
34. Specifika modelování ostění (tečná složka zatížení, problém lokální ztráty stability, nosníkové chování tunelového ostění, nelinearity ostění).
35. Vyztužování segmentového ostění (železobeton – návod na vyztužování segmentového ostění, FRP, FRC).
36. Návrh čerstvé betonové směsi.
37. Výroba segmentového ostění (typy výroby prefabrikátů, pracovní cyklus, formy bednění, jednotlivé činnosti výroby, ošetřování, skladování).
38. Geometrické tolerance segmentového ostění.
39. Montáž segmentového ostění (doprava segmentů pod erektor, pracovní cyklus ukládání segmentů erektorem).
40. Příklady z realizace segmentového ostění v České republice.
41. Řešení prostupů v segmentovém ostění (umístění prostupu, metody ražby prostupu, podpora ostění v místě prostupu, napojení těsnění).
42. Monitoring segmentového ostění.
43. Poškození segmentového ostění (příčiny, následky, doporučení, sanace).
44. Trvanlivost segmentového ostění a degradace použitých materiálů.
45. Metody vyplnění volného prostoru mezi ostěním a horninou (vyplnění štěrkem nebo injektáží).

41.2 Aktuálnost disertační práce

V České republice byly pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů v nedaleké minulosti realizovány pouze dvě stavby: prodloužení metra V.A v Praze a železniční tunel Ejovice. Očekává se výstavby nové linky pražského metra D. Zatím v českém a slovenském prostředí, neexistuje publikace, která by problematiku segmentového ostění řešila souhrnně. Teoretická část této disertační práce proto zaplňuje „díru“ na trhu a podává čtenáři komplexní informace o možnostech segmentového ostění. Čerpá know-how a zkušenosti ze zahraničí s úmyslem co nejvíce redukovat možná poškození segmentového ostění vlivem nesprávného návrhu, špatně zvoleného konceptu ostění, či konstrukčních detailů.

Ve chvíli, kdy se začnou na našem území projektovat další podzemní stavby s použitím segmentového ostění, nastane otázka, jaké jsou praktické možnosti zohlednění prostorového chování segmentového ostění v numerickém modelu. Je jisté, že poté poroste potřeba po konkrétních postupech a výsledcích výzkumné části disertační práce.

41.3 Splnění cílů disertační práce

Charakteristika všech cílů disertační práce je podrobně popsána v kapitole 2 *Cíle disertační práce*. Hlavní cíle byly stanoveny takto:

- Vytvořit ucelenou publikaci o segmentovém ostění → **SPLNĚNO**
- Analyzovat prostorové chování segmentového ostění
 - Působení podélného spoje segmentového ostění → **SPLNĚNO**
 - Vliv příčného spoje segmentového ostění → **SPLNĚNO**

Více v kapitole 41.5 *Výsledky disertace – konkrétní přínosy*.

41.4 Metody a postupy řešení

Teoretická část disertační práce spočívala v rešerši obrovského množství, především zahraniční, literatury. Přečteno a zpracováno bylo mnoho knih, závěrečných vysokoškolských prací, odborných článků a publikací. V kapitole *Použité zdroje* jsou uvedeny jen ty nejzásadnější, nebo ty, z kterých bylo přímo čerpáno.

Výzkumná část práce se zabývá prostorovým působením segmentového ostění. Nejprve proběhla analýza jednotlivých fází chování přímého podélného spoje segmentového ostění na základě výsledků experimentálních měření. Existující analytické vztahy pro určení rotační tuhosti, které uvažují pouze lineární chování betonu a postupné otevírání spoje byly autorem rozšířeny o vliv překročení pevnosti betonu v tlaku a vliv lineárního změkčení (detailní odvození těchto vztahů obsahují *Přílohy disertační práce*). Na základě těchto odvozených vzorců a rovnic byla sestavena aplikace „MxPhi“ pro stanovení závislosti ohybového momentu na natočení podélného spoje přes všechny fáze jeho působení. Zároveň byla provedena citlivostní analýza základních rozhodujících vstupních údajů.

Rotační tuhost stanovená na základě analytických vztahů byla následně korelována s výsledky numerického modelování metodou konečných prvků v programu ATENA. Analyzováno bylo natočení spoje při rostoucím ohybovém namáhání a limitní ohybový moment, který je spoj schopný přenést, rozvoj trhlin v průběhu zatěžování a vliv betonářské výztuže.

V další části práce provedl autor rozbor metod, kterými lze zohlednit nelineární tuhost podélného a příčného spoje v numerickém modelu. Vycházel z možností funkcionalit běžně používaných výpočetních softwarů. Ke každé metodě jsou odvozeny vzorce pro stanovení jejích konkrétních charakteristik (detailní odvození těchto vztahů obsahují taktéž *Přílohy disertační práce*). Všechny úlohy byly modelovány v programu PLAXIS. V dalším kroku bylo představeno porovnání jednotlivých metod z hlediska namáhání prstence ostění a hodnocení 3D vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění s neprůběžnou podélnou spárou. Na závěr jsou uvedena praktická doporučení pro výpočty segmentového ostění.

41.5 Výsledky disertace – konkrétní přínosy

Vzhledem k rozsahu disertační práce není možné uvést všechny dílčí přínosy. Nejdůležitější výsledky lze ale shrnout následujícími body:

41.5.1 Obecné přínosy

1. Vznikla velmi rozsáhlá česky psaná publikace o segmentovém ostění mechanizovaně ražených tunelů popisující celý životní cyklus segmentového ostění. Cílem autora bylo, sepsat teoretickou část práce tak, aby byla srozumitelná a přínosná pro široké spektrum čtenářů. Zaměřena je především na reálné využití.
2. Teoretická část práce obsahuje velké množství praktických rad obecně pro projektování, výrobu a montáž segmentového ostění. Jmenovitě například: volba geometrického uspořádání, jednotlivých komponentů ostění, informace o možných poruchách ostění a jejich příčinách, způsoby otvírání příčných propojení mezi dvěma tunelovými troubami, ... (více viz předcházející kapitola 41.1 *Popis řešených témat v rámci disertační práce*).

41.5.2 Přínosy pro statické řešení segmentového ostění

1. Konkrétní kapitoly teoretické části disertační práce dávají čtenáři rady a popisují principy tvorby numerického modelu metodou konečných prvků. Pozornost je věnována též jednotlivým fázím výpočtu při modelování ražeb tunelovacím strojem ve 3D.
2. Autor práce odvodil analytické vztahy stanovení rotační tuhosti příného podélného spoje pro dva scénáře vývoje napjatosti na průřezu s přihlédnutím k vlivu překročení tlakové pevnosti betonu a lineárnímu změkčení.
3. Správnost odvozených analytických vztahů byla numerickým modelováním potvrzena. Zároveň byl sledován vliv vzniku trhlin v betonu a ovlivnění rotační tuhosti betonářskou výztuží.
4. Byla vytvořena aplikace „MxPhi“, která umožňuje při zadání základních vstupních údajů velice rychle stanovit nelineární průběh rotační tuhosti podélného spoje, aniž by musel statik složitě analyzovat chování spoje například numericky.
5. Dalším přínosem je provedení rešerše způsobů zavedení nelineární rotační tuhosti podélného spoje a definování 4 základních přímých metod (spolu se stanovením jejich charakteristik), kterými lze podélný spoj do výpočtu zavést.
6. Porovnání namáhání prstence ostění dle jednotlivých přístupů (viz bod 5).
7. Stanovení vlivu prostorového spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění. Vliv tuhosti příčného spoje na namáhání tubusu segmentového ostění s průběžným a neprůběžným podélným spojem.
8. V závěru jsou uvedena doporučení pro provedení statického výpočtu segmentového ostění se zohledněním 3D interakce mezi sousedními prstenci ostění.

41.6 Význam pro praxi a rozvoj vědního oboru

Autor práce se domnívá, že význam pro praxi i rozvoj vědního oboru je dostatečně patrný z výčtu konkrétních přínosů disertační práce (viz předchozí kapitola 41.5 *Výsledky disertace – konkrétní přínosy*).

V České republice, kde se problematikou segmentového ostění obecně nezabývá žádná publikace ani technická norma či předpis, je teoretická část pro praxi velmi přínosná. Popisuje mimo jiné také zkušenosti, jakým způsobem jsou návrh, výroba a montáž segmentového ostění řešeny v zahraničí a s jakými problémy je nutné při realizaci segmentového ostění počítat. Stejně jako teoretická část je i výzkumná část práce zaměřena na praktické

využití získaných poznatků a metodiku modelování segmentového ostění mechanizovaně ražených tunelů. Uvedeny jsou podrobné návody, rady a doporučení k numerickému modelování. Aplikace „MxPhi“ se může stát běžnou pomůckou statika, který provádí výpočet.

41.6.1 Návrh oblastí dalšího výzkumu

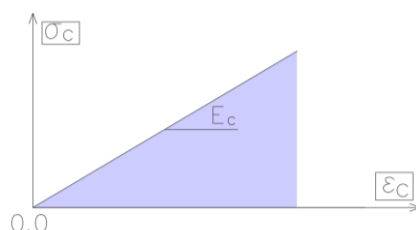
Při tvorbě této disertační práce autora napadla spousta témat týkajících se segmentového ostění, která by bylo vhodné dále rozvíjet:

- Řešení nerovnoměrného podepření prstence ostění v příčném spoji při různé konfiguraci působení štítových lisů.
- Optimalizace polohy a počtu štítových lisů vzhledem k rozměrům a uspořádání segmentů v rámci prstence ostění.
- Vliv technologicky nutných nik, otvorů a výklenků na namáhání segmentového ostění. Optimalizace jejich tvaru a zkosení (případně oblouky).
- Analýza chování podélného spoje se zavedením vlivu těsnících profilů a spojovacích prostředků a porovnání s analytickými metodami.
- Odvození analytických vztahů pro multilineární pracovní diagram betonu (blíží se klasickému parabolickému).
- Numerické modelování méně běžných typů podélných spojů, sledování jejich chování a stanovení rotační tuhosti.
- Zkoumání statického působení speciálních typů ostění (například honeycomb).
- Vliv nerovnoměrného zatěžování prstence ostění silami štítových lisů například při směrovém vedení tunelovacího stroje.
- Analýza kroucení segmentového ostění vlivem krouticího momentu vyvolaného rotací řezné hlavy tunelovacího stroje při zavedení skutečné tuhosti podélných a příčných spojů.
- Modelování vlivu prostupu v ostění na rozložení namáhání v tubusu ostění při zavedení reálné tuhosti podélných a příčných spojů v segmentovém ostění.
- Sledování chování prstence ostění v případě tzv. uplift loading case, kdy prstenec ostění opouští plášť štítu ale výplňová injektáž ještě není zcela ztuhlá.
- Překročení tolerancí v rozměrech jednotlivých segmentů a jejich vliv na namáhání prstence ostění.
- Rozbor jednotlivých poruch segmentového ostění a hledání jejich příčin.
- ... a mnoho dalších

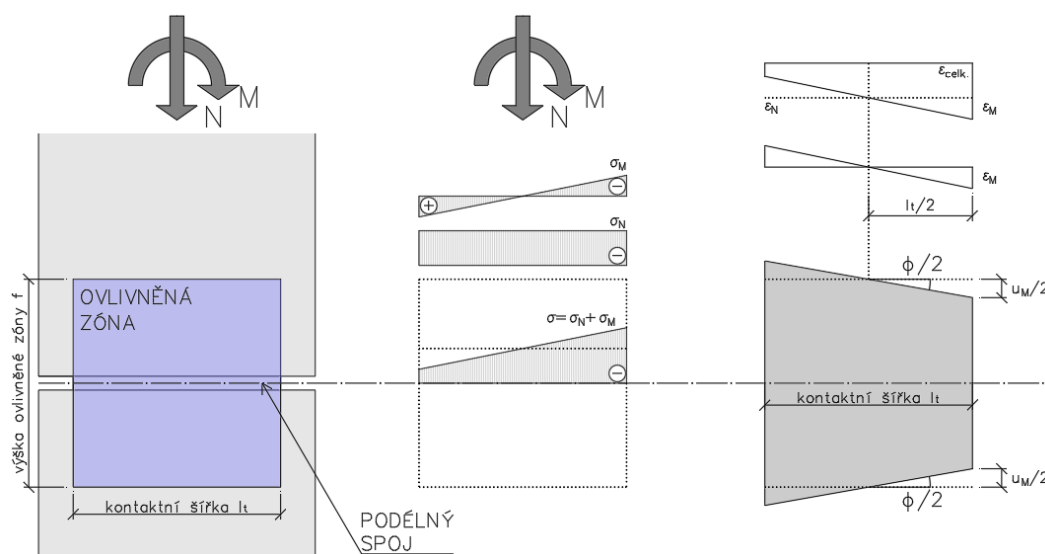
42 Příloha č. 1: Odvození rotační tuhosti (fáze I)

Jednou z možností, jak modelovat vliv rozdílné tuhosti podélného spoje mezi sousedními segmenty v rámci jednoho prstence ostění, je pomocí vložených polotuhých styčníků. Dle experimentálních výsledků je možné chování podélného spoje charakterizovat několika základními fázemi. V kapitole 22.1.3 *Ohybová tuhost solitérního prstence ostění* je tato problematika detailně popsána.

Cílem této přílohy je předvést odvození rotační tuhosti spoje (ve fázi chování I), tedy závislosti ohybového momentu, který je spoj schopný, při určité hladině normálové síly, přenést, na velikosti konkrétního pootočení. Odvození tuhosti spoje ve fázi působení I vychází z předpokladů Janssenova modelu (viz kapitola 22.4.1.2 *Model podélného spoje dle předpokladů Janssenova*). Základem je lineární chování betonu. Na Obr. 605 je znázorněn elastický pracovní diagram betonu v tlaku s vyloučeným tahem.



Obr. 605: Lineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi I a II)



Obr. 606: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi I

Natočení podélného spoje vyvolává v této fázi působení, kdy nedochází k otevření spáry, pouze ohybový moment. Výsledná osová síla působí v jádře průřezu. Vlivem tlakové normálové síly a malého ohybového momentu nevzniká nikde na průřezu tahové napětí.

Maximální napětí v krajních vláknech průřezu vlivem ohybového momentu σ_M má následující hodnotu (viz Rov. 63):

$$\sigma_M = \frac{6}{b \cdot l_t^2} \cdot M$$

Rov. 63

kde:

- b je šířka uvažovaného ostění (obvykle se uvažuje 1 m)
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)
- M je působící ohybový moment

Maximální přetvoření v normálovém směru ε_M vlivem ohybového momentu dle Hookeova zákona lze určit dle Rov. 64:

$$\varepsilon_M = \frac{\sigma_M}{E_c} \quad \text{Rov. 64}$$

kde:

- σ_M je napětí v krajních vláknech průřezu vlivem ohybového momentu
- E_c je modul pružnosti betonu spoje

Deformace krajních vláken v normálovém směru u_M , při uvážení velikosti ovlivněné zóny stejné jako je šířka kontaktní plochy l_t , má velikost (viz Rov. 65):

$$u_M = \varepsilon_M \cdot l_t \quad \text{Rov. 65}$$

Relativní úhel natočení v místě podélného spoje θ se vypočte dle Rov. 66 jako podíl deformace krajních vláken u_M vlivem působení ohybového momentu a poloviny šířky kontaktní plochy l_t , která je rovna šířce tlačené oblasti. Doplněním výše uvedených vztahů lze získat vzorec pro výsledný úhel natočení v závislosti na velikosti ohybového momentu:

$$\theta = \frac{u_M}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\varepsilon_M \cdot l_t}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\frac{\sigma_M}{E_c} \cdot l_t}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\frac{\frac{6}{b \cdot l_t^2} \cdot M}{E_c} \cdot l_t}{\frac{l_t}{2}} = \frac{12 \cdot M}{E_c \cdot b \cdot l_t^2} \quad \text{Rov. 66}$$

Rotační tuhost lze definovat následovně (viz Rov. 67):

$$k_I = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{12} \cdot E_c \cdot b \cdot l_t^2 \quad \text{Rov. 67}$$

Z výsledného vzorce je patrné, že rotační tuhost podélného spoje ve fázi působení I je konstantní a závislá pouze na modulu pružnosti betonu a šířce kontaktní plochy podélného spoje.

42.1 Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze I)

V některých případech je užitečné zavést výšku ovlivněné zóny f jako samostatnou veličinu. Modifikovaný relativní úhel natočení je pak upraven dle Rov. 68:

$$\theta_{mod} = \frac{u_M}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\varepsilon_M \cdot f}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\frac{\sigma_M}{E_c} \cdot f}{\frac{l_t}{2}} = \frac{\frac{\frac{6}{b \cdot l_t^2} \cdot M}{E_c} \cdot f}{\frac{l_t}{2}} = \frac{12 \cdot f \cdot M}{E_c \cdot b \cdot l_t^3} \quad \text{Rov. 68}$$

Modifikovaná rotační tuhost je stanovena na základě Rov. 69:

$$k_{I,mod} = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{12} \cdot \frac{E_c \cdot b \cdot l_t^3}{f} \quad \text{Rov. 69}$$

43 Příloha č. 2: Odvození rotační tuhosti (fáze II)

Tato příloha ukazuje odvození rotační tuhosti podélného spoje pro fázi působení II. Fázi II chování podélného spoje lze popsat následovně. Dochází k postupnému otevírání spoje mezi segmenty. Kontaktní plocha se zmenšuje. Chování spoje není lineární. Rotační tuhost již není konstantní a klesá s narůstající excentricitou. Díky předpokladu lineárního chování betonu nedochází nikdy k plastifikaci průřezu. Odvození vychází z předpokladů Janssenova modelu. Materiálové chování betonu viz Obr. 606.

Výsledná osová síla již nepůsobí v jádře průřezu. Tahová část napětí od ohybového momentu σ_M přesáhne tlak od normálové síly σ_N . Podmínka (viz Rov. 70), kdy se již spoj chová dle fáze II je následující:

$$\sigma_M > \sigma_N$$

$$\frac{6 \cdot M}{b \cdot l_t^2} > \frac{N}{b \cdot l_t}$$

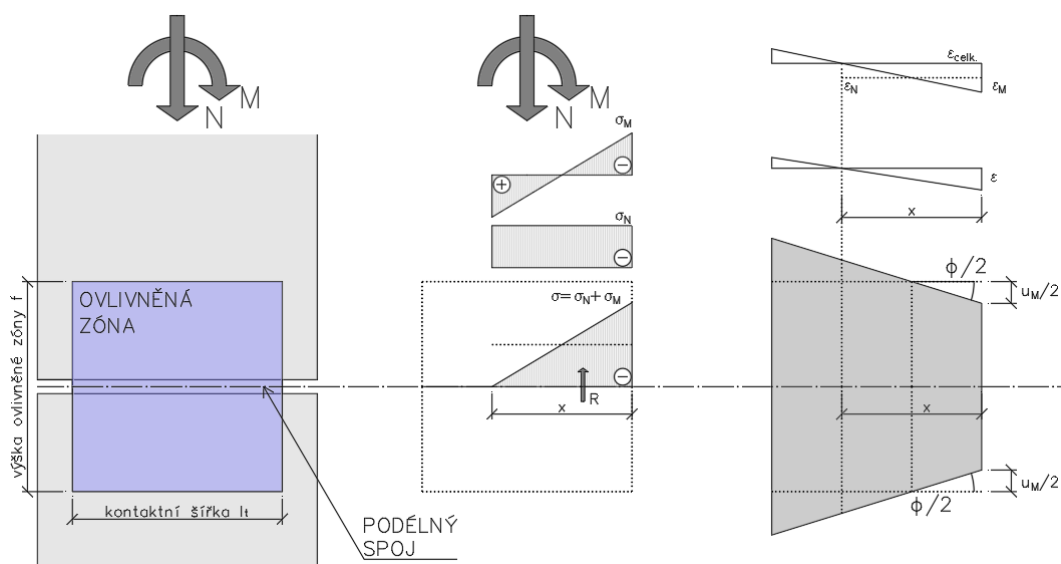
$$M > \frac{l_t}{6} \cdot N$$

Rov. 70

kde:

- N je normálová síla
- M je ohybový momenty
- b je šířka ostění (obvykle se uvažuje 1 m)
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)

Základním předpokladem je vyloučená pevnost spoje v tahu a lineární průběh napětí po délce spoje v této fázi působení (viz Obr. 607).



Obr. 607: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi II

Ze silové a momentové podmínky rovnováhy (viz Obr. 607 a Rov. 71) k pravému okraji kontaktní plochy lze odvodit výsledné vztahy pro stanovení rotační tuhosti:

$$\begin{aligned} \sum N &= 0 \Leftrightarrow N - R = 0 \\ \sum M &= 0 \Leftrightarrow M + R \cdot \frac{x}{3} - N \cdot \frac{l_t}{2} = 0 \end{aligned}$$

Rov. 71

kde:

- R je reakce spoje na působící vnitřní síly (odpovídá normálové síle na dané excentricitě vlivem ohybového momentu)
- x je tlačaná oblast (šířka plochy, na kterou působí kontaktní napětí)

Velikost reakce R se spočte z trojúhelníkového průběhu napětí. Z tohoto vztahu lze odvodit vzdálenost x :

$$R = \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot b \cdot x \rightarrow x = \frac{2 \cdot R}{\sigma \cdot b}$$

Rov. 72

kde:

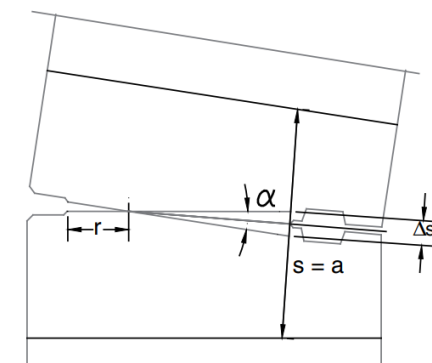
- σ je velikost napětí v krajních vláknech průřezu

Substitucí těchto vztahů do momentové podmínky rovnováhy (s využitím silové podmínky rovnováhy $N = R$) lze získat vztah (viz Rov. 73) pro velikost napětí v krajních vláknech průřezu:

$$\begin{aligned} M + N \cdot \frac{x}{3} - N \cdot \frac{l_t}{2} &= 0 \\ M + \frac{2 \cdot N^2}{3 \cdot \sigma \cdot b} - N \cdot \frac{l_t}{2} &= 0 \\ \frac{2 \cdot N^2}{3 \cdot \sigma \cdot b} &= N \cdot \frac{l_t}{2} - M \\ \frac{1}{\sigma} &= \frac{3 \cdot b \cdot l_t}{4 \cdot N} - \frac{3 \cdot b \cdot M}{2 \cdot N^2} \\ \frac{1}{\sigma} &= \frac{-3 \cdot b \cdot l_t}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{2 \cdot M}{l_t \cdot N} - 1 \right) \\ \sigma &= \frac{-4 \cdot N}{3 \cdot b \cdot l_t} \cdot \frac{1}{\left(\frac{2 \cdot M}{l_t \cdot N} - 1 \right)} \end{aligned}$$

Rov. 73

Na Obr. 608 je znázorněno, jakým způsobem je definováno natočení v místě podélného spoje mezi sousedními segmenty ostění.



Obr. 608: Grafické znázornění natočení v místě podélného spoje mezi sousedními segmenty ostění (DAUB, 2013, s. 24)

Výsledné napětí σ v krajních vláknech na délce tlačené oblasti lze rozdělit na část rovnoměrného tlakového napětí σ_N (způsobující rovnoměrné stlačení na obou krajích tlačené oblasti) a část napětí od ohybu σ_M (způsobující natočení průřezu).

Protože je obrazec napětí trojúhelníkový, platí v krajních „tažených“ vláknech rovnost. Z čehož vyplývá rovnost absolutní velikosti normálové a ohybové složky napětí:

$$\sigma_N + \sigma_M = 0 \quad |\sigma_N| = |\sigma_M| \quad \text{Rov. 74}$$

Ohybová složka napětí se vypočte následovně (viz Rov. 75):

$$\sigma_M = \frac{\sigma}{2} \quad \text{Rov. 75}$$

Stejným postupem jako v předchozí příloze je odvozen úhel natočení podélného spoje. Neznámou je nyní hodnota napětí v krajních vláknech průřezu:

$$\begin{aligned} \theta = \frac{u_M}{\frac{x}{2}} &= \frac{\varepsilon_M \cdot l_t}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma_M}{E_c} \cdot l_t}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma}{2 \cdot E_c} \cdot l_t}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\sigma^2 \cdot l_t \cdot b}{2 \cdot N \cdot E_c} = \\ &= \frac{l_t \cdot b}{2 \cdot N \cdot E_c} \cdot \left[\frac{16 \cdot N^2}{9 \cdot b^2 \cdot l_t^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1 \right)^2} \right] = \frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1 \right)^2} \end{aligned} \quad \text{Rov. 76}$$

kde:

- u je deformace krajních vláken v normálovém směru
- ε je poměrné přetvoření krajních vláken v normálovém směru
- E_c je modul pružnosti betonu spoje

Stejný výraz lze získat, pokud je vypočten úhel natočení podélného spoje z celkového relativního stlačení krajních vláken průřezu vztaženého k délce tlačené zóny:

$$\theta = \frac{u}{x} = \frac{\varepsilon \cdot l_t}{\frac{2 \cdot N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma}{E_c} \cdot l_t}{\frac{2 \cdot N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma}{E_c} \cdot l_t}{\frac{2 \cdot N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\sigma^2 \cdot l_t \cdot b}{2 \cdot N \cdot E_c} \quad \text{Rov. 77}$$

Rotační tuhost ve fázi chování II je možné upravit následovně (viz Rov. 78):

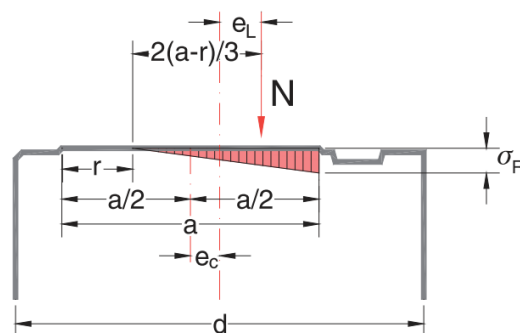
$$k_{II} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1 \right)^2}} \quad \text{Rov. 78}$$

Reálný styčník podélného spoje je obvykle excentrický vůči střednici ostění. To je způsobené nutností umístit do spoje těsnící profily (viz Obr. 609) a excentricitou krčku spoje. Celková excentricita e je definována následovně:

$$e = e_c + e_L = e_c + M/N \quad \text{Rov. 79}$$

kde

- e_L je excentricita zatížení
- e_c excentricita krčku spoje (běžně bývá ve výpočtech zanedbána $e_c = 0$)



Obr. 609: Schéma reálného rozložení podélného přímého spoje a grafické znázornění jednotlivých excentricit (DAUB, 2013, s. 24)

Úprava vzorce pro stanovení rotační tuhosti podélného spoje ve fázi II vlivem excentricity je následující (viz Rov. 80):

$$k_{II} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot e - 1\right)^2}} \quad \text{Rov. 80}$$

43.1 Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze II)

Shodně jako v podkapitole 42.1 *Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze I)* jsou níže uvedeny výškou ovlivněné zóny modifikované vztahy pro určení rotační tuhosti.

$$\begin{aligned} \theta_{mod} &= \frac{u_M}{\frac{x}{2}} = \frac{\varepsilon_M \cdot f}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma_M}{E_c} \cdot f}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\frac{\sigma}{2 \cdot E_c} \cdot f}{\frac{N}{\sigma \cdot b}} = \frac{\sigma^2 \cdot f \cdot b}{2 \cdot N \cdot E_c} = \\ &= \frac{f \cdot b}{2 \cdot N \cdot E_c} \cdot \left[\frac{16 \cdot N^2}{9 \cdot b^2 \cdot l_t^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1\right)^2} \right] = \frac{8 \cdot f \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1\right)^2} \quad \text{Rov. 81} \end{aligned}$$

kde:

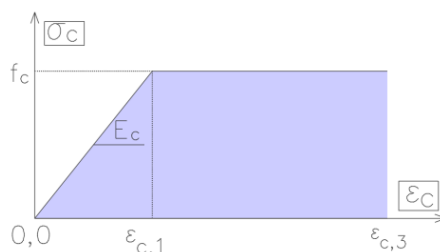
- f je výška ovlivněné zóny

Modifikovaná rotační tuhost je spočtena dle Rov. 82:

$$k_{II,mod} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{8 \cdot f \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot E_c \cdot \left(\frac{2}{l_t} \cdot \frac{M}{N} - 1\right)^2}} \quad \text{Rov. 82}$$

44 Příloha č. 3: Odvození rotační tuhosti (fáze III-a)

Ve III-a fázi působení podélného spoje mezi sousedními segmenty ostění dochází při zvyšujícím se ohybovém namáhání k postupné plastifikaci průřezu od vnějších vláken směrem ke střednici prvku, aniž by došlo k otevření podélného spoje. Průřez je tedy stále celý tlačенý. Proces plastického přetváření je závislý na uvažovaném materiálovém modelu betonu ostění. V nejjednodušším případě je možné použít bilineární pracovní diagram pro beton v tlaku (viz Obr. 610), opět s vyloučeným tahem.



Obr. 610: Bilineární pracovní diagram pro beton v tlaku s vyloučeným tahem

Dle předpokladů fáze II se beton chová pouze podle lineární větve výše zmíněného pracovního diagramu nezávisle na jeho přetvoření. Při působení většího napětí, než je pevnost betonu v tlaku f_c , nastává plastické přetváření. Tomuto stavu odpovídá přetvoření $\varepsilon_{c,1}$:

$$\varepsilon_{c,1} = \frac{f_c}{E_c}$$

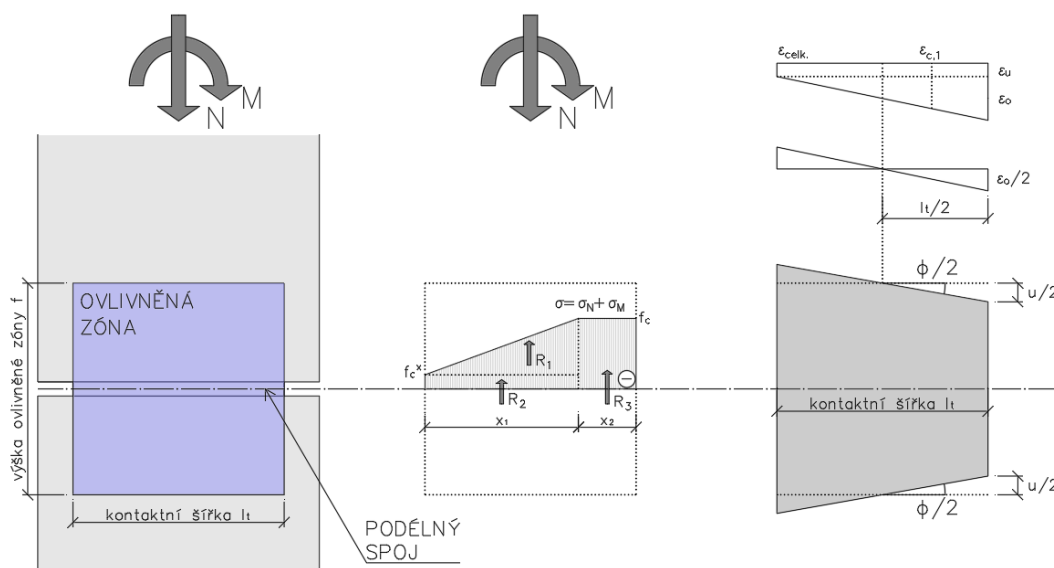
Rov. 83

kde:

- $\varepsilon_{c,1}$ je přetvoření při přechodu z fáze II do III
- f_c je pevnost betonu v tlaku
- E_c je modul pružnosti betonu

Při extrémním přetvoření $\varepsilon_{c,3}$ (obvykle odpovídá 0,35 %) již není betonový prvek schopný odolávat většímu zatížení a dochází k jeho kolapsu – drcení krajních tlačенých vláken betonového průřezu.

Pro odvození příslušných vztahů je důležitý Obr. 611, kde je znázorněn lichoběžníkový průběh napětí po šířce kontaktní plochy.



Obr. 611: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi III-a

Ve chvíli, kdy je na krajních tlačných vláknech dosažena pevnost betonu v tlaku, je normálové přetvoření rovno ε_c . Jestliže je průřez ještě více ohybově přitížen, dojde k postupné plastifikaci směrem dovnitř průřezu (vzdálenost x_2 se zvětšuje) a oblast, kde se beton přetváří dle lineární větve x_1 , se zmenšuje.

Protože je ale celý průřez tlačен, je třeba zavést další proměnnou a tou je velikost tlakového napětí na krajních momentově „tažených“ vláknech f_c^{\times} . Tato hodnota bude s přibývajícím ohybovým namáháním klesat a ve chvíli, kdy bude průřez přecházet do další fáze chování III-b, bude nulová.

Ze silové a momentové podmínky rovnováhy (viz Obr. 611 a Rov. 84) k pravému okraji kontaktní plochy lze odvodit základní vztahy pro stanovení rotační tuhosti:

$$\left. \begin{aligned} \sum N &= 0 \Leftrightarrow N - R_1 - R_2 - R_3 = 0 \\ \sum M &= 0 \Leftrightarrow M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2\right) + R_2 \cdot \left(\frac{x_1}{2} + x_2\right) + R_3 \cdot \frac{x_2}{2} = 0 \end{aligned} \right| \text{Rov. 84}$$

kde:

- N je normálová síla
- M je ohybový momenty
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)
- x_1 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle lineární větve
- R_1 je lineární část reakce odpovídající části průřezu x_1
- R_2 je konstantní část reakce odpovídající části průřezu x_1
- x_2 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle plastické větve
- R_3 je reakce odpovídající části průřezu x_2

Velikosti jednotlivých reakcí lze stanovit dle Rov. 85:

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \cdot (f_c - f_c^{\times}) \quad R_2 = b \cdot x_1 \cdot f_c^{\times} \quad R_3 = b \cdot x_2 \cdot f_c \quad \left| \text{Rov. 85} \right.$$

kde:

- b je šířka uvažovaného ostění (obvykle se uvažuje 1 m)
- f_c^{\times} je tlakové napětí v krajních momentově „tažených“ vláknech

Přetvoření na konci vzdálenosti x_1 je rovno $\varepsilon_{c,1}$. Z těchto poměrných přetvoření lze na základě podobnosti trojúhelníků odvodit, jaké bude přetvoření na okraji průřezu, kde je již beton v plastickém stavu:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{c,1} - \varepsilon_u} &= \frac{x_1 + x_2}{x_1} \\ \varepsilon_o &= (\varepsilon_{c,1} - \varepsilon_u) \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1} = \left(\frac{f_c}{E_c} - \frac{f_c^{\times}}{E_c} \right) \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1} \end{aligned} \right| \text{Rov. 86}$$

kde:

- ε_o je nerovnoměrné stlačení na tlačném okraji, které vyvolá natočení průřezu
- ε_u je rovnoměrná složka stlačení průřezu od rovnoměrného tlakového napětí

Stejným postupem jako v předchozí příloze je odvozen úhel natočení podélného spoje (viz Rov. 87). V tomto případě je neznámá vzdálenost x_1 :

$$\theta = \frac{u_o}{l_t} = \frac{\varepsilon_o \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{\left(\frac{f_c}{E_c} - \frac{f_c^\times}{E_c}\right) \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1} \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{l_t}{E_c \cdot x_1} \cdot (f_c - f_c^\times) \quad \text{Rov. 87}$$

kde:

- u_o je deformace krajních vláken v normálovém směru, která vyvolává natočení

V této chvíli jsou k dispozici dvě podmínky rovnováhy, pro dvě proměnné x_1 a f_c^\times . Hodnotu x_2 lze vyjádřit následovně (viz Rov. 88):

$$x_2 = l_t - x_1 \quad \text{Rov. 88}$$

Dosazením do silové podmínky rovnováhy bude separována proměnná f_c^\times :

$$\begin{aligned} 0 &= N - R_1 - R_2 - R_3 \\ 0 &= N - \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \cdot (f_c - f_c^\times) - b \cdot x_1 \cdot f_c^\times - b \cdot (l_t - x_1) \cdot f_c \\ 0 &= N - \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_1 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c^\times \cdot x_1 - b \cdot f_c^\times \cdot x_1 - b \cdot l_t \cdot f_c + b \cdot f_c \cdot x_1 \\ 0 &= N + \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c^\times \cdot x_1 - b \cdot l_t \cdot f_c = 0 \end{aligned}$$

$$f_c^\times = \frac{N + \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_1 - b \cdot l_t \cdot f_c}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1} = 2 \cdot \frac{N}{b \cdot x_1} - 2 \cdot \frac{l_t \cdot f_c}{x_1} + f_c \quad \text{Rov. 89}$$

V této chvíli je výhodné upravit vztahy pro vyjádření reakcí:

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \cdot (f_c - f_c^\times) = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \cdot \left(f_c - 2 \cdot \frac{N}{b \cdot x_1} + 2 \cdot \frac{l_t \cdot f_c}{x_1} - f_c\right) = \\ &= b \cdot l_t \cdot f_c - N \\ R_2 &= b \cdot x_1 \cdot f_c^\times = b \cdot x_1 \cdot \left(2 \cdot \frac{N}{b \cdot x_1} - 2 \cdot \frac{l_t \cdot f_c}{x_1} + f_c\right) = \\ &= 2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c + b \cdot f_c \cdot x_1 \\ R_3 &= b \cdot f_c \cdot x_2 = b \cdot f_c \cdot (l_t - x_1) \end{aligned} \quad \text{Rov. 90}$$

Tyto upravené reakce (viz Rov. 90) budou dosazeny do momentové podmínky rovnováhy, jak je vidět níže:

$$\begin{aligned}
 0 &= M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2 \right) + R_2 \cdot \left(\frac{x_1}{2} + x_2 \right) + R_3 \cdot \frac{x_2}{2} \\
 0 &= M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(l_t - \frac{2}{3} \cdot x_1 \right) + R_2 \cdot \left(l_t - \frac{1}{2} \cdot x_1 \right) + \frac{1}{2} \cdot R_3 \cdot (l_t - x_1) \\
 0 &= M - N \cdot \frac{l_t}{2} + (b \cdot l_t \cdot f_c - N) \cdot \left(l_t - \frac{2}{3} \cdot x_1 \right) + \\
 &\quad + (2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c + b \cdot f_c \cdot x_1) \cdot \left(l_t - \frac{1}{2} \cdot x_1 \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \right) \cdot (l_t - x_1)^2 \\
 0 &= M - N \cdot \frac{l_t}{2} + b \cdot l_t^2 \cdot f_c - \frac{2}{3} \cdot b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 - N \cdot l_t + \frac{2}{3} \cdot N \cdot x_1 + 2 \cdot N \cdot l_t - \\
 &\quad - 2 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c + b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 - N \cdot x_1 + b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_1^2 + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c - b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_1^2 \\
 0 &= M + N \cdot \frac{l_t}{2} - \frac{1}{2} \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c + \frac{1}{3} \cdot b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 - \frac{1}{3} \cdot N \cdot x_1 \\
 0 &= 6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c + 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c \cdot x_1 - 2 \cdot N \cdot x_1
 \end{aligned}$$

Rov. 91

Z předchozí Rov. 91 lze získat vztah pro výpočet x_1 a následně i f_c^\times (viz Rov. 92):

$$\begin{aligned}
 x_1 &= \frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \\
 f_c^\times &= 2 \cdot \frac{N}{b \cdot x_1} - 2 \cdot \frac{l_t \cdot f_c}{x_1} + f_c = \frac{2}{x_1} \cdot \left(\frac{N}{b} - l_t \cdot f_c \right) + f_c
 \end{aligned}$$

Rov. 92

Tyto vztahy je nyní nutné zpětně dosadit do Rov. 87 za relativní úhel natočení:

$$\begin{aligned}
 \theta &= \frac{l_t}{E_c \cdot x_1} \cdot (f_c - f_c^\times) = \frac{l_t}{E_c \cdot x_1} \cdot \left(f_c - \frac{2}{x_1} \cdot \left(\frac{N}{b} - l_t \cdot f_c \right) - f_c \right) \\
 \theta &= \frac{2 \cdot l_t \cdot (b \cdot l_t \cdot f_c - N)}{b \cdot E_c \cdot x_1^2} = \frac{2 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c - 2 \cdot l_t \cdot N}{b \cdot E_c \cdot x_1^2} \\
 \theta &= \frac{2 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c - 2 \cdot l_t \cdot N}{b \cdot E_c \cdot \left(\frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \right)^2}
 \end{aligned}$$

Rov. 93

Rotační tuhost ve fázi chování III-a lze vyjádřit následovně (viz Rov. 94):

$$k_{III-a} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{2 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c - 2 \cdot l_t \cdot N}{b \cdot E_c \cdot \left(\frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \right)^2}}$$

Rov. 94

Důležitým bodem, kdy podélný spoj přechází z fáze III-a do fáze III-b je okamžik nulového napětí f_c^x . Délka oblasti x_1 se vypočte na základě Rov. 95:

$$f_c^x = 2 \cdot \frac{N}{b \cdot x_1} - 2 \cdot \frac{l_t \cdot f_c}{x_1} + f_c = 0$$

$$2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c + f_c \cdot b \cdot x_1 = 0$$

$$x_{1(f_c^x=0)} = \frac{2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c - 2 \cdot N}{f_c \cdot b}$$

Rov. 95

Pro výpočty v tabulkovém editoru je vhodné znát závislost f_c^x pouze na vstupních veličinách (viz Rov. 96):

$$f_c^x = \frac{4 \cdot \frac{N^2}{b} - 5 \cdot N \cdot l_t \cdot f_c + b \cdot l_t^2 \cdot f_c^2 + 6 \cdot M \cdot f_c}{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}$$

Rov. 96

44.1 Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze III-a)

Shodně jako v podkapitole 42.1 *Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze I)* jsou níže uvedeny výškou ovlivněné zóny modifikované vztahy pro určení rotační tuhosti.

$$\theta_{mod} = \frac{u_o}{l_t} = \frac{\varepsilon_o \cdot f}{x_1 + x_2} = \frac{2 \cdot f \cdot b \cdot l_t \cdot f_c - 2 \cdot f \cdot N}{b \cdot E_c \cdot \left(\frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \right)^2}$$

Rov. 97

kde:

- f je výška ovlivněné zóny

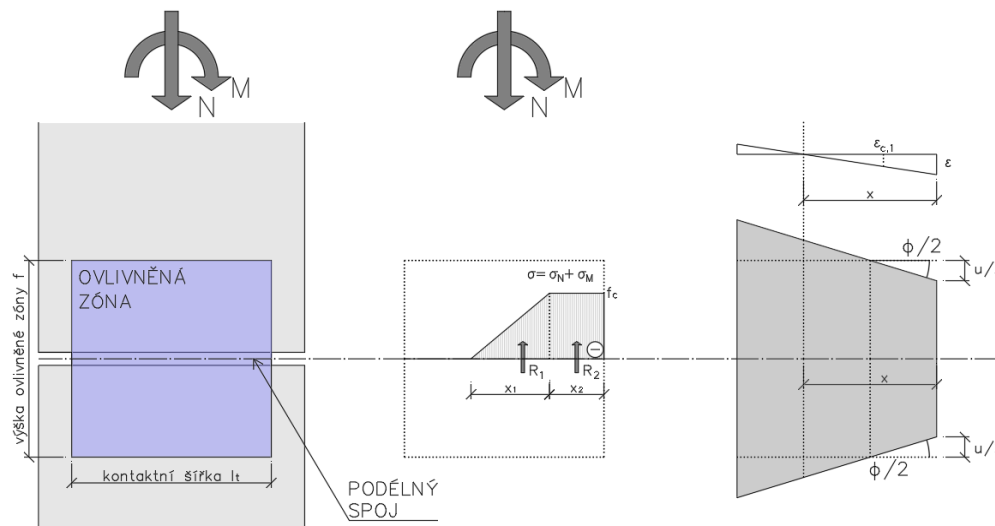
Modifikovaná rotační tuhost:

$$k_{III-a,mod} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{2 \cdot f \cdot b \cdot l_t \cdot f_c - 2 \cdot f \cdot N}{b \cdot E_c \cdot \left(\frac{6 \cdot M + 3 \cdot N \cdot l_t - 3 \cdot b \cdot l_t^2 \cdot f_c}{2 \cdot N - 2 \cdot b \cdot l_t \cdot f_c} \right)^2}}$$

Rov. 98

45 Příloha č. 4: Odvození rotační tuhosti (fáze III-b)

Ve fázi III-b působení podélného spoje mezi sousedními segmenty ostění dochází při zvyšujícím se ohybovém namáhání k postupné plastifikaci průřezu od vnějších vláken směrem ke střednici prvku. Spoj je již částečně otevřený. Materiálové chování dle pracovního diagramu na Obr. 610. Pro odvození příslušných vztahů je důležitý Obr. 612, kde je znázorněn bilineární průběh napětí po šířce kontaktní plochy. Základní ideu tohoto přístupu předkládá (Blom, 2002b).



Obr. 612: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi III-b

Ve chvíli, kdy je na krajních vláknech dosažena pevnost betonu v tlaku, je normálové přetvoření rovno ε_c . Jestliže je průřez ještě více přitížen, dojde k postupné plastifikaci směrem dovnitř průřezu (vzdálenost x_2 se zvětšuje) a oblast, kde se beton přetváří dle lineární větve x_1 , se zmenšuje. Celková šířka kontaktní plochy $x = x_1 + x_2$ se také zmenšuje.

Ze silové a momentové podmínky rovnováhy (viz Obr. 612 a Rov. 99) k pravému okraji kontaktní plochy lze odvodit základní vztahy pro stanovení rotační tuhosti:

$$\begin{aligned} \sum N &= 0 \Leftrightarrow N - R_1 - R_2 = 0 \\ \sum M &= 0 \Leftrightarrow M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2\right) + R_2 \cdot \frac{x_2}{2} = 0 \end{aligned} \quad \text{Rov. 99}$$

kde:

- N je normálová síla
- M je ohybový momenty
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)
- x_1 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle lineární větve
- R_1 je reakce odpovídající části průřezu x_1
- x_2 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle plastické větve
- R_2 je reakce odpovídající části průřezu x_2

Velikosti reakcí lze stanovit dle Rov. 100:

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \quad R_2 = f_c \cdot b \cdot x_2 \quad \text{Rov. 100}$$

kde:

- b je šířka uvažovaného ostění (obvykle se uvažuje 1 m)
- f_c je pevnost betonu v tlaku

Přetvoření na konci vzdálenosti x_1 je rovno $\varepsilon_{c,1}$. Z této hodnoty lze na základě podobnosti trojúhelníků odvodit (viz Rov. 101), jaké bude přetvoření na okraji průřezu, kde je již beton v plastickém stavu:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,1}} = \frac{x_1 + x_2}{x_1}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1} = \frac{f_c}{E_c} \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1}$$

Rov. 101

Stejným postupem jako v předchozí příloze je odvozen úhel natočení podélného spoje. V tomto případě je neznámá vzdálenost x_1 :

$$\theta = \frac{u}{x} = \frac{\varepsilon \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{\frac{f_c}{E_c} \cdot \frac{x_1 + x_2}{x_1} \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{f_c \cdot l_t}{E_c \cdot x_1}$$

Rov. 102

kde:

- u je deformace krajních vláken v normálovém směru
- ε je poměrné přetvoření krajních vláken v normálovém směru
- E_c je modul pružnosti betonu

Nejprve je třeba vyjádřit ze silové podmínky rovnováhy hodnotu x_2 v závislosti na velikosti x_1 (viz Rov. 103):

$$N - R_1 - R_2 = 0 \rightarrow N - \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 - f_c \cdot b \cdot x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{N}{f_c \cdot b} - \frac{1}{2} \cdot x_1$$

Rov. 103

Poté bude rozepsána a upravena momentová podmínka rovnováhy. Výsledkem je jedna rovnice pro jednu neznámou x_1 :

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2 \right) + R_2 \cdot \frac{x_2}{2}$$

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + \frac{N}{f_c \cdot b} - \frac{1}{2} \cdot x_1 \right) +$$

$$+ \frac{f_c \cdot b}{2} \cdot \left(\frac{N}{f_c \cdot b} - \frac{1}{2} \cdot x_1 \right)^2$$

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \cdot \left(\frac{N}{f_c \cdot b} - \frac{1}{6} \cdot x_1 \right) +$$

$$+ \frac{f_c \cdot b}{2} \cdot \left(\frac{N^2}{f_c^2 \cdot b^2} - \frac{N}{f_c \cdot b} \cdot x_1 + \frac{1}{4} \cdot x_1^2 \right)$$

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{1}{2} \cdot N \cdot x_1 - \frac{1}{12} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1^2 + \frac{N^2}{2 \cdot f_c \cdot b} - \frac{1}{2} \cdot N \cdot x_1 +$$

$$+ \frac{1}{8} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1^2$$

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{N^2}{2 \cdot f_c \cdot b} + \frac{1}{24} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1^2$$

Rov. 104

$$x_1 = \sqrt{\frac{12 \cdot N \cdot l_t}{f_c \cdot b} - \frac{12 \cdot N^2}{f_c^2 \cdot b^2} - \frac{24 \cdot M}{f_c \cdot b}}$$

$$= \frac{\sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}{f_c \cdot b}$$

Následuje dosazení za relativní úhel natočení (viz Rov. 105):

$$\theta = \frac{u}{x} = \frac{\varepsilon \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{\frac{f_c \cdot x_1 + x_2}{E_c} \cdot l_t}{x_1 + x_2} = \frac{f_c \cdot l_t}{E_c \cdot x_1} =$$

$$= \frac{f_c^2 \cdot b \cdot l_t}{E_c \cdot \sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}$$

Rov. 105

Výslednou rotační tuhost ve fázi chování III-b lze vyjádřit takto (viz Rov. 106):

$$k_{III-b} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{f_c^2 \cdot b \cdot l_t}{E_c \cdot \sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}}$$

Rov. 106

45.1 Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze III-b)

Shodně jako v podkapitole 42.1 *Doplnění o vliv výšky ovlivněné zóny (fáze I)* jsou níže uvedeny výškou ovlivněné zóny modifikované vztahy pro určení rotační tuhosti.

$$\theta_{mod} = \frac{u}{x} = \frac{\varepsilon \cdot f}{x_1 + x_2} = \frac{f_c \cdot f}{E_c \cdot x_1} =$$

$$= \frac{f_c \cdot f}{E_c \cdot \frac{\sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}{f_c \cdot b}}$$

Rov. 107

kde:

- f je výška ovlivněné zóny

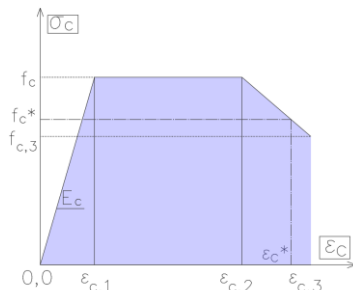
Modifikovaná rotační tuhost se pak stanoví dle Rov. 108:

$$k_{III-b,mod} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{f_c^2 \cdot b \cdot f}{E_c \cdot \sqrt{12 \cdot (N \cdot l_t \cdot f_c \cdot b - N^2 - 2 \cdot M \cdot f_c \cdot b)}}}$$

Rov. 108

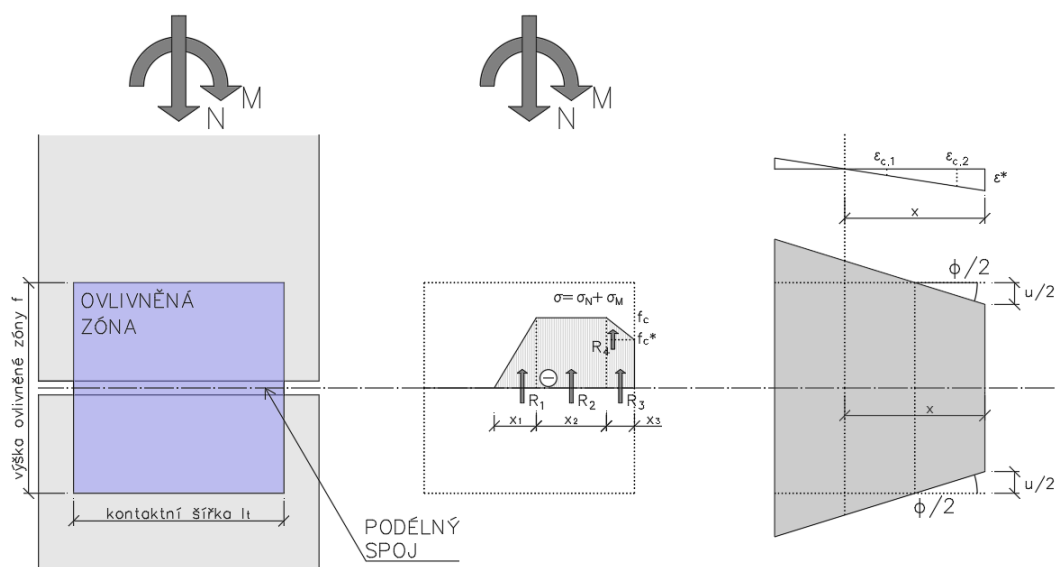
46 Příloha č. 5: Odvození rotační tuhosti (fáze IV)

V této fázi chování podélného spoje bude zaveden zjednodušeným způsobem vliv změkčení betonu v tlaku při vyšších hodnotách poměrného přetvoření. Základním předpokladem je bilineární pracovní diagram betonu (viz fáze III) doplněný o lineární sestupnou větev simulující změkčení betonu (viz Obr. 613).



Obr. 613: Multilineární pracovní diagram betonu se změkčením (fáze IV)

Průřez se chová dle vztahů odvozených ve fázi III až do chvíle, než je v krajních vláknech dosaženo limitního poměrného přetvoření $\varepsilon_{c,2}$ (viz Obr. 613). Při dalším zatěžování dojde od kraje průřezu k postupnému změkčení a tím změně napjatostních poměrů na průřezu (viz Obr. 614).



Obr. 614: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi IV

Základem pro odvození příslušných vztahů jsou opět podmínky rovnováhy. Ze silové a momentové podmínky rovnováhy (viz Obr. 614 a Rov. 109) k pravému okraji kontaktní plochy lze odvodit základní vztahy pro stanovení rotační tuhosti:

$$\begin{aligned} \sum N &= 0 \Leftrightarrow N - R_1 - R_2 - R_3 - R_4 = 0 \\ \sum M &= 0 \Leftrightarrow M - N \cdot \frac{l_t}{2} + R_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2 + x_3 \right) + R_2 \cdot \left(\frac{x_2}{2} + x_3 \right) + \\ &\quad + R_3 \cdot \frac{x_3}{2} + R_4 \cdot \frac{2}{3} x_3 = 0 \end{aligned}$$

Rov. 109

kde:

- N je normálová síla
- M je ohybový momenty
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)

- x_1 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle lineární větve
- R_1 je reakce odpovídající části průřezu x_1
- x_2 je část kontaktní plochy, kde se beton převáří dle plastické větve
- R_2 je reakce odpovídající části průřezu x_2
- x_3 je část průřezu, kde se beton přetváří dle větve změkčení
- R_3 je část reakce odpovídající rovnoměrnému napětí na části průřezu x_3
- R_4 je část reakce odpovídající nerovnoměrnému napětí na části průřezu x_3

Při určité kombinaci vnějšího tlakového a ohybového zatížení dochází při namáhání průřezu k deformaci tlačných vláken na konkrétní hodnotu poměrného přetvoření ε_c^* odpovídající dle pracovního diagramu určité hodnotě tlakového napětí f_c^* . Pro pozdější výpočty bude důležité definovat tuto hodnotu napětí. Z podobnosti trojúhelníků na pracovním diagramu platí (viz Rov. 110):

$$\frac{f_c - f_{c,3}}{\varepsilon_{c,3} - \varepsilon_{c,2}} = \kappa = \frac{f_c - f_c^*}{\varepsilon_c^* - \varepsilon_{c,2}}$$

$$f_c^* = f_c - \kappa \cdot (\varepsilon_c^* - \varepsilon_{c,2})$$

Rov. 110

kde:

- κ je pomocná konstanta charakterizující vzájemné poměry na pracovním diagramu
- $\varepsilon_{c,2}$ je relativní přetvoření ve chvíli, kdy se beton začíná změkčovat
- $\varepsilon_{c,3}$ je limitní relativní přetvoření betonu v tlaku (obvykle 0,35 %)
- ε_c^* je poměrné přetvoření krajních tlačných vláken
- f_c je pevnost betonu v tlaku
- $f_{c,3}$ je limitní pevnost betonu při maximálním relativním přetvoření $\varepsilon_{c,3}$
- f_c^* je tlakové napětí krajních vláken průřezu

Velikosti reakcí jsou následující (viz Rov. 111):

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \quad R_2 = f_c \cdot b \cdot x_2$$

$$R_3 = f_c^* \cdot b \cdot x_3 \quad R_4 = \frac{1}{2} \cdot (f_c - f_c^*) \cdot b \cdot x_3$$

Rov. 111

kde:

- b je šířka uvažovaného ostění (obvykle se uvažuje 1 m)

Přetvoření na konci vzdálenosti x_1 je rovno $\varepsilon_{c,1}$. Z této hodnoty lze na základě podobnosti trojúhelníků (viz Rov. 112) odvodit, jaké bude přetvoření na okraji průřezu, kde je již beton v plastickém stavu:

$$\frac{\varepsilon_c^*}{\varepsilon_{c,1}} = \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1}$$

$$\varepsilon_c^* = \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1} = \frac{f_c}{E_c} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1}$$

Rov. 112

kde:

- $\varepsilon_{c,1}$ je relativní přetvoření na mezi pevnosti betonu v tlaku
- E_c je modul pružnosti betonu

Stejným postupem jako v předchozí příloze je odvozen úhel natočení podélného spoje. V tomto případě je neznámá opět vzdálenost x_1 :

$$\theta = \frac{u}{x} = \frac{\varepsilon_c^* \cdot l_t}{x_1 + x_2 + x_3} = \frac{\frac{f_c}{E_c} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1} \cdot l_t}{x_1 + x_2 + x_3} = \frac{f_c \cdot l_t}{E_c \cdot x_1} \quad \text{Rov. 113}$$

kde:

- u je deformace krajních vláken v normálovém směru
- x je šířka tlačené oblasti

V této chvíli jsou k dispozici dvě rovnice (podmínky rovnováhy) pro tři neznámé (x_1, x_2, x_3). Třetí vzájemná závislost je definovaná na základě relativního přetvoření krajních vláken v okamžiku, kdy je ekvivalentní hodnotě $\varepsilon_{c,2}$. V této chvíli platí:

$$\varepsilon_c^* = \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1} \rightarrow \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2 + 0}{x_1} = \varepsilon_{c,2} \quad \text{Rov. 114}$$

Z Rov. 114 lze stanovit závislost mezi x_1 a x_2 a následně vyjádřit R_2 :

$$x_2 = \frac{(\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1})}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1$$

$$R_2 = f_c \cdot b \cdot x_2 = f_c \cdot b \cdot \frac{(\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1})}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 \quad \text{Rov. 115}$$

Nejprve budou upraveny vztahy pro R_3 (viz Rov. 116) a R_4 (viz Rov. 117) a poté bude vyjádřen pro zjednodušení jejich vzájemný součet (viz Rov. 118).

$$\begin{aligned} R_3 &= f_c^* \cdot b \cdot x_3 = b \cdot x_3 \cdot [f_c - \kappa \cdot (\varepsilon_c^* - \varepsilon_{c,2})] \\ &= b \cdot x_3 \cdot \left[f_c - \kappa \cdot \left(\varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1} - \varepsilon_{c,2} \right) \right] \\ &= b \cdot x_3 \cdot \left[f_c - \kappa \cdot \left(\varepsilon_{c,1} + \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} + \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_3}{x_1} - \varepsilon_{c,2} \right) \right] \\ &= b \cdot \left(f_c \cdot x_3 - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot x_3 - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} \cdot x_3 - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2 \right) + \\ &\quad + b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,2} \cdot x_3 \\ &= b \cdot x_3 \cdot \left(f_c - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} + \kappa \cdot \varepsilon_{c,2} \right) + b \cdot x_3^2 \cdot \left(-\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \\ &= b \cdot x_3 \cdot \left(f_c - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} - \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}} + \kappa \cdot \varepsilon_{c,2} \right) + \\ &\quad + b \cdot x_3^2 \cdot \left(-\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \\ &= b \cdot x_3 \cdot f_c - b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2 \end{aligned} \quad \text{Rov. 116}$$

$$\begin{aligned}
 R_4 &= \frac{1}{2} \cdot (f_c - f_c^*) \cdot b \cdot x_3 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3 \cdot \{f_c - [f_c - \kappa \cdot (\varepsilon_c^* - \varepsilon_{c,2})]\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3 \cdot [\kappa \cdot (\varepsilon_c^* - \varepsilon_{c,2})] \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3 \cdot \left[\kappa \cdot \left(\varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_1 + x_2 + x_3}{x_1} - \varepsilon_{c,2} \right) \right] \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3 \cdot \left[\kappa \cdot \left(\varepsilon_{c,1} + \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} + \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_3}{x_1} - \varepsilon_{c,2} \right) \right] \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot \left(\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot x_3 + \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} \cdot x_3 + \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2 \right) - \\
 &\quad - \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,2} \cdot x_3 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3 \cdot \left(\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} + \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{x_2}{x_1} - \kappa \cdot \varepsilon_{c,2} \right) + \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_3^2 \cdot \left(\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2
 \end{aligned}$$

Rov. 117

$$R_3 + R_4 = b \cdot f_c \cdot x_3 - \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2$$

Rov. 118

Nyní je třeba vyjádřit ze silové podmínky rovnováhy hodnotu x_3 v závislosti na veličnosti x_1 :

$$\begin{aligned}
 0 &= N - R_1 - R_2 - R_3 - R_4 \\
 0 &= N - \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 - f_c \cdot b \cdot \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 - b \cdot f_c \cdot x_3 + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2
 \end{aligned}$$

Rov. 119

Řešením této kvadratické rovnice je:

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \cdot x_3^2 + (-f_c \cdot b) x_3 + \left(\frac{N}{b} - \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot x_1 - f_c \cdot \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 \right) &= 0 \\
 x_{3-1,2} &= \\
 &= \frac{f_c \pm \sqrt{f_c^2 - 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \cdot \left(\frac{N}{b} - \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot x_1 - f_c \cdot \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 \right)}}{2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right)} \\
 &= \frac{f_c \pm \sqrt{f_c^2 - \left(\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N}{b} - f_c \cdot x_1 - 2 \cdot f_c \cdot \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 \right)}}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1}}
 \end{aligned}$$

Rov. 120

Reálných hodnot nabývá pouze následující kořen (viz Rov. 121):

$$x_3 = \frac{f_c - \sqrt{f_c^2 - \left(\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1}\right) \cdot \left(2 \cdot \frac{N}{b} + f_c \cdot x_1 - 2 \cdot f_c \cdot \frac{\varepsilon_{c,2}}{\varepsilon_{c,1}} \cdot x_1\right)}}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1}}$$

$$x_3 = \frac{f_c}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1}} \cdot x_1 - \sqrt{\frac{f_c}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1}} \cdot \left(2 \cdot \frac{\varepsilon_{c,2}}{\varepsilon_{c,1}} + \frac{f_c}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1}} - 1\right) \cdot x_1^2 - 2 \cdot \frac{N}{\kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot b} \cdot x_1}$$
Rov. 121

Pro zjednodušení následných vztahů bude zavedena další materiálová konstanta α (viz Rov. 122):

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}}$$
Rov. 122

Nyní je třeba dosadit vzorce pro x_2 a x_3 v závislosti na x_1 do momentové podmínky rovnováhy, z které může být stanoven výraz pro x_1 :

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \cdot \left(\frac{x_1}{3} + x_2 + x_3\right) + f_c \cdot b \cdot \alpha \cdot x_1 \cdot \left(\frac{x_2}{2} + x_3\right) +$$

$$+ \left[b \cdot x_3 \cdot f_c - b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2\right] \cdot \frac{x_3}{2} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^2 \cdot \frac{2}{3} x_3$$

$$0 = M - N \cdot \frac{l_t}{2} + \frac{1}{6} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1^2 + \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot \alpha \cdot x_1^2 + \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot x_1 \cdot x_3 +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot b \cdot \alpha^2 \cdot x_1^2 + f_c \cdot b \cdot \alpha \cdot x_1 \cdot x_3 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot f_c \cdot x_3^2 -$$

$$- \frac{1}{2} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^3 + \frac{1}{3} \cdot b \cdot \kappa \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot \frac{1}{x_1} \cdot x_3^3$$
Rov. 123

Dosazením vztahu pro výpočet x_3 na základě x_1 by byla získána jedna rovnice pro jednu neznámou x_1 . Poté by bylo možné obdobným způsobem jako u předchozích fází působení podélného spoje odvodit analytické vyjádření rotační tuhosti ve fázi působení IV (viz Rov. 124):

$$k_{IV} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{f_c \cdot l_t}{E_c \cdot x_1}}$$
Rov. 124

Jak je ale vidět z vyjádření momentové podmínky rovnováhy (viz Rov. 123), přesné analytické vyjádření x_1 je velice složitou matematickou operací. Z tohoto důvodu je doporučeno při tvorbě křivky závislosti ohybového momentu na úhlu natočení použít inverzní přístup a postupovat následovně (obdobný princip platí i pro fázi III):

1. Úhel natočení je volen jako nezávisle proměnná.
2. Na základě úhlu natočení je doložena délka x_1 .
3. Poté je dle vzorců výše vypočtena vzdálenost x_2 a x_3 .
4. Následuje stanovení hodnot všech reakcí.
5. Na základě reakcí a momentové podmínky rovnováhy je vypočten ohybový moment odpovídající zvolenému úhlu natočení.
6. Z křivky závislosti ohybového momentu na relativním úhlu natočení lze stanovit rotační tuhost podélného spoje při konkrétní hodnotě vnějšího zatížení.

47 Příloha č. 6: Odvození rotační tuhosti dle předpokladů Gladwella

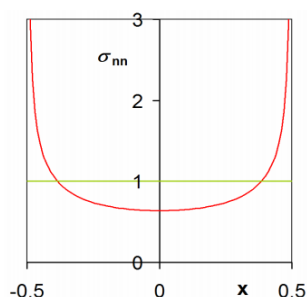
Janssenův model chování podélného spoje předpokládá lineární rozložení napětí po délce kontaktní plochy. Obecná teorie pružnosti ale uvažuje, že je průběh napětí při zatěžování tuhého prvku značně nelineární (viz Obr. 615), kde na kraji kontaktní plochy dosahuje teoretické hodnoty nekonečna. Průběh normálového napětí σ_n na kontaktní ploše šířky $2a$ při působení rovnoměrného normálového napětí o velikosti σ je následující:

$$\sigma_n(x) = \frac{\sigma}{\pi \cdot \sqrt{a^2 - x^2}}$$

Rov. 125

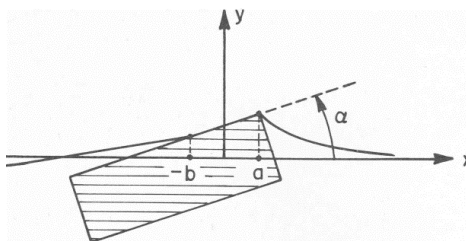
kde:

- a je polovina šířky kontaktní plochy
- x je polohová pořadnice od středu průřezu k okraji
- σ je odpovídající rovnoměrné napětí



Obr. 615: Rozložení napětí od normálové síly pod kontaktní plochou dle teorie pružnosti ($\sigma = 1$, $2a = 1$) (Vliet, 2006, s. 11)

Na základě tohoto předpokladu lineární pružnosti odvodil Gladwell (1980) vztahy mezi průběhem ohybového momentu a natočením pro případ styku dvou přímých kontaktních ploch podélného spoje. Základní úlohou je nerovnoměrné vtlačování tuhého tělesa do elastického poloprostoru (viz Obr. 616). Tento model lze chápat jako symetrickou vertikální polovinu podélného spoje, protože ve skutečnosti jsou při deformaci podélného spoje do sebe zatlačovány oba sousední segmenty. Výsledný úhel natočení podélného spoje je tedy dvojnásobný úhlu α z Obr. 616.



Obr. 616: Deformace pružného poloprostoru od nerovnoměrného vtlačování tuhého plochého tělesa – v tomto případě kontaktní plocha mezi souřadnicemi mezi $[-b; a]$ (Luttikholt, 2007, s. 15)

Obdobně jako Janssen zavádí Gladwell dvě fáze chování spoje:

- Fáze lineární (fáze I)
- Fáze nelineární (fáze II)

Výchozí vztah pro ohybový moment závislý na úhlu natočení při nerovnoměrném zatlačování tuhého tělesa do pružného poloprostoru je uveden níže (viz Rov. 126):

$$M = c \cdot N + \frac{\pi \cdot s \cdot l^2}{2 \cdot \vartheta} \cdot \alpha$$

Rov. 126

kde:

- M je ohybový moment
- N je normálová síla
- a, b jsou pořadnice vzdálenosti od středu v pravém a levém směru
- s je šířka ostění (obvykle uvažováno 1,0 m)
- ν je poissonovo číslo
- E_c je modul pružnosti betonu
- pomocné veličiny $c = \frac{a-b}{2}$; $l = \frac{a+b}{2}$; $\vartheta = \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{E_c}$

Zpočátku zatěžování, kdy je spoj stále ještě uzavřený, leží kontaktní plocha v rozmezí $-b < x < a$ a zároveň $b = a$. Pokud je navíc uvaženo, že úhel natočení podélného spoje θ je dvojnásobný úhlu natočení α dle Obr. 616 a předpokládá se, že šířka kontaktní plochy l_t je rovna dvojnásobku délky a , pak lze moment při lineárním působení podélného spoje (fáze I) upravit následovně:

$$M_I = \frac{\pi \cdot s \cdot a^2}{4 \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E_c}} \cdot \alpha = \frac{\pi \cdot s \cdot \left(\frac{l_t}{2}\right)^2}{4 \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E_c}} \cdot \frac{\theta}{2} = \frac{1}{32} \cdot \frac{\pi \cdot s \cdot l_t^2 \cdot E_c}{(1-\nu^2)} \cdot \theta \quad \text{Rov. 127}$$

Rotační tuhost podélného spoje v této fázi je lineární a dána následující hodnotou (viz Rov. 128):

$$k_I = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{32} \cdot \frac{\pi \cdot s \cdot l_t^2 \cdot E_c}{(1-\nu^2)} \quad \text{Rov. 128}$$

K otevření spoje, přechodu do fáze II a nelineárnímu chování dojde ve chvíli, kdy je podélný spoj zatěžován ohybovým momentem rovným M_{I-II} . V této chvíli je napětí na okraji průřezu nulové.

$$M_{I-II} = \frac{1}{4} \cdot l_t \cdot N \quad \text{Rov. 129}$$

kde:

- l_t je šířka kontaktní plochy
- N je působící normálové síla

Limitní úhel rotace mezi lineární a nelineární fází je vyjádřen dle Rov. 130:

$$\theta_{I-II} = \frac{8 \cdot N \cdot (1-\nu^2)}{\pi \cdot s \cdot l_t \cdot E_c} \quad \text{Rov. 130}$$

Když je spoj otevřený vzdálenost b klesá, tím se mění i pomocné veličiny c, l a závislost mezi ohybovým momentem a natočením v podélném spoji se stává nelineární. Na základě toho Gladwell odvodil vztah pro velikost (míru) kontaktu (viz Rov. 131):

$$N = 2 \cdot \frac{M - c \cdot N}{l} \quad \text{Rov. 131}$$

Z Rov. 131 lze při dosazení za pomocné veličiny odvodit vztah pro vzdálenost b :

$$N = 2 \cdot \frac{M - \frac{a-b}{2} \cdot N}{\frac{a+b}{2}} \rightarrow b = 3 \cdot a - 4 \cdot \frac{M}{N} \quad \text{Rov. 132}$$

Pokud je tento vztah dosazen do základní rovnice pro ohybový moment, lze získat a postupně upravit kvadratickou rovnici (viz Rov. 133):

$$\begin{aligned} M &= c \cdot N + \frac{\pi \cdot s \cdot l^2}{2 \cdot \vartheta} \cdot \alpha = \frac{a-b}{2} \cdot N + \frac{\pi \cdot s \cdot \left(\frac{a+b}{2}\right)^2}{2 \cdot \vartheta} \cdot \alpha \\ 0 &= M - \frac{a - \left(3 \cdot a - 4 \cdot \frac{M}{N}\right)}{2} \cdot N - \frac{\pi \cdot s \cdot \left(\frac{a + \left(3 \cdot a - 4 \cdot \frac{M}{N}\right)}{2}\right)^2}{2 \cdot \vartheta} \cdot \alpha \\ 0 &= M - 2 \cdot M + N \cdot a - \frac{\pi \cdot s}{8 \cdot \vartheta} \cdot \left(16 \cdot a^2 - 32 \cdot a \cdot \frac{M}{N} + 16 \cdot \frac{M^2}{N^2}\right) \cdot \alpha = 0 \\ 0 &= -M - N \cdot a - \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot \left(2 \cdot a^2 - 4 \cdot a \cdot \frac{M}{N} + 2 \cdot \frac{M^2}{N^2}\right) \cdot \alpha \\ 0 &= -M - N \cdot a - 2 \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot a^2 \cdot \alpha + 4 \cdot a \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot \frac{M}{N} \cdot \alpha - 2 \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot \frac{M^2}{N^2} \cdot \alpha \\ 0 &= 2 \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot \frac{\alpha}{N^2} \cdot M^2 + \left(1 - 4 \cdot a \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot \frac{\alpha}{N}\right) + \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot s}{\vartheta} \cdot a^2 \cdot \alpha - N \cdot a\right) \end{aligned} \quad \text{Rov. 133}$$

Řešením této kvadratické rovnice jsou:

$$M_1 = N \cdot a - \frac{\vartheta \cdot N^2}{2 \cdot s \cdot \pi \cdot \alpha} \quad M_2 = N \cdot a \quad \text{Rov. 134}$$

Druhé řešení odpovídá teoretickému případu, že by se podélný spoj dotýkal pouze v jednom krajním bodě. Reálné řešení pro stanovení nelineárního chování podélného spoje odpovídá prvnímu kořenu kvadratické rovnice, který lze opět upravit na tvar:

$$M_{II} = N \cdot a - \frac{\vartheta \cdot P^2}{2 \cdot s \cdot \pi \cdot \alpha} = \frac{1}{2} \cdot l_t \cdot N - \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N^2}{E_c \cdot s \cdot \pi \cdot \theta} \quad \text{Rov. 135}$$

Úhel rotace lze vyjádřit následovně (viz Rov. 136):

$$\theta = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N^2}{E_c \cdot s \cdot \pi \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_t \cdot N - M\right)} \quad \text{Rov. 136}$$

Rotační tuhost podélného spoje v této fázi působení podélného spoje je nelineární a dána touto hodnotou (viz Rov. 137):

$$k_{II} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N^2}{E_c \cdot s \cdot \pi \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_t \cdot N - M\right)}} \quad \text{Rov. 137}$$

Jestliže se excentricita zatížení zvětšuje, lze dosáhnout limitního případu že vzdálenost b se postupně zmenšuje a ve chvíli, kdy dosáhne velikosti $-a$ dojde k teoretickému kontaktu pouze v krajním bodě a ze spoje se stane netuhý kloub.

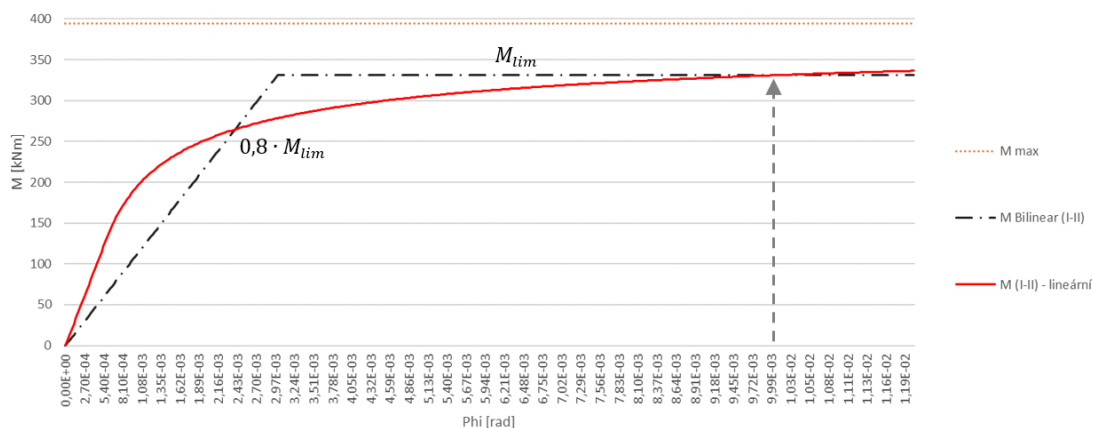
48 Příloha č. 7: Odvození parametrů vloženého prutu

Jedním ze způsobů, jak zohlednit rozdílnou tuhost v místě podélného spoje mezi sousedními segmenty v rámci jednoho prstence ostění, je pomocí vloženého prutu o modifikované tuhosti tak, aby chování co nejlépe odpovídalo skutečnému působení reálného styčnicku. Další informace o této problematice podává kapitola 22.4.2 *Modelování podélného spoje vloženým prutem*.

Postup určení výpočtových parametrů vloženého prutu s konstantní šířkou je předmětem této přílohy. V prvním kroku je nutné stanovit výchozí hodnotu normálového zatížení v prstenci segmentového ostění. Proto je třeba provést předběžný výpočet se souvislým ostěním bez vlivu podélných spojů. Ty na průběh normálové síly nemají téměř žádný vliv. Vypočtená normálová síla N je pak jedním ze základních vstupů pro určení závislosti ohybového momentu na relativním natočení podélného spoje. Výchozím krokem je stanovení zjednodušené bilineární závislosti ohybového momentu na úhlu natočení styčnicku (viz Obr. 617). K tomu lze použít například aplikaci „MxPhi“.

48.1 Odvození parametrů vloženého prutu při lineárním chování

V případě namáhání ostění nízkými hodnotami normálového napětí v závislosti na tlakové pevnosti použitého betonu, je možné použít zjednodušené vztahy pro fázi chování I a II. Limitní ohybový moment (viz Rov. 138) pak dle *Thienert a Pulsfort (2011)* odpovídá hodnotě relativního natočení cca 0,01 rad. Při tomto natočení se předpokládá již začátek plastickeho chování, tedy že se se zvětšujícím úhlem natočení ohybový moment již prakticky nemění (viz Obr. 617 černá čerchovaná křivka).



Obr. 617: Příklad nahrazení MxPhi křivky bilineární závislostí (za konstantní N)

$$M_{\text{lim}} = \frac{N \cdot l_t}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \theta}} \right) =$$

$$= \frac{N \cdot l_t}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot 0,01}} \right) \text{ [Nm/m]}$$

Rov. 138

kde:

- M je ohybový moment
- θ je úhel rotace podélného spoje
- N je normálová síla
- l_t je šířka kontaktní plochy podélného spoje
- b je šířka ostění (obvykle se uvažuje 1,0 m)
- E_c modul pružnosti betonu ostění

V dalším kroku je nutné stanovit, při jakém úhlu rotace se protne bilineární graf s Janssenovou křivkou. Toto místo dle *Thienert a Pulsfort (2011)* odpovídá hodnotě ohybového momentu $0,8 \cdot M_{lim}$:

$$\theta_{0,8} = \frac{8 \cdot N}{9 \cdot b \cdot l_t \cdot E_c \cdot \left(2 \cdot \frac{0,8 \cdot M_{lim}}{N \cdot l_t} - 1\right)^2} [\text{rad}]$$

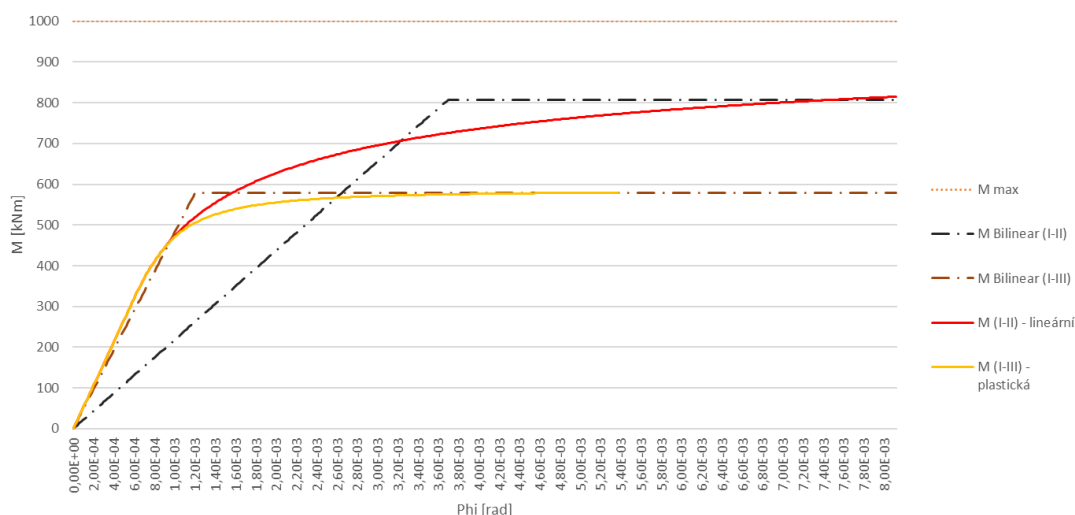
Rov. 139

Závislost mezi počátkem souřadnic a M_{lim} se uvažuje lineární. Výsledná rotační tuhost (směrnice) lineární větve k_θ se spočte dle Rov. 140:

$$k_\theta = \frac{0,8 \cdot M_{lim}}{\theta_{0,8}} [\text{Nm/rad/m}]$$

Rov. 140

Vzorce uvedené výše odpovídají případu, kdy je ostění zatěžováno vzhledem k pevnosti použitého betonu v tlaku nízkou hodnotou normálové síly. Pokud by tomu tak bylo, je nutné stanovit hodnotu lineární tuhosti a limitního momentu přímo odečtením z křivek závislosti ohybového momentu na natočení podélného spoje (MxPhi křivek) se zohledněním fáze působení podélného spoje III (nebo IV) (viz Obr. 618 hnědá čerchovaná křivka).



Obr. 618: Bilineární průběhy závislosti ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje bez uvažování plastifikace betonu (černá čerchovaná křivka) a s jejím zavedením (hnědá čerchovaná křivka)

Rotační tuhost podélného spoje k_θ je třeba v dalším kroku přepočítat na ohybovou tuhost vloženého prutu, respektive modul pružnosti vloženého prutu E_{mod} o předem stanovené délce. Odvození vztahu pro fiktivní modul pružnosti E_{mod} (viz Rov. 141) vychází z výpočtu křivosti ohýbaného vloženého prutu:

$$\kappa_p = \frac{1}{r} = \frac{\varphi}{l} \quad \leftrightarrow \quad \kappa_p = \frac{M}{E_{mod} \cdot I}$$

$$\frac{\varphi}{l} = \frac{k_\theta \cdot \varphi}{E_{mod} \cdot I}$$

$$E_{mod} = \frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{b \cdot t^3} [\text{Pa}]$$

Rov. 141

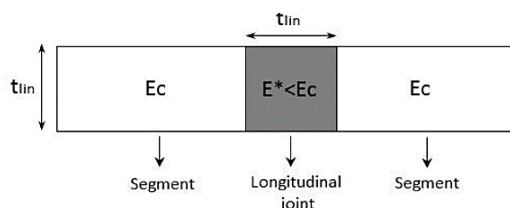
kde:

- κ_p je křivost vloženého prutu
- r je poloměr křivosti vloženého prutu

- φ je úhel natočení ve spoji
- l je délka vloženého prutu
- E_{mod} je modul pružnosti vloženého prutu
- I je moment setrvačnosti průřezu vloženého prutu
- t je tloušťka vloženého prutu

Pozn.: V reálné číselné hodnotě rotační tuhosti podélného spoje k_θ jsou zahrnuty taktéž jeho geometrické charakteristiky jako například redukováná šířka kontaktní plochy.

Pozn.: Aby byl výše uvedený vztah konzistentní, je vhodné volit délku vloženého prutu co nejmenší. V praktických úlohách se obvykle používá délka vloženého prutu přibližně odpovídající tloušťce ostění. V odvozeném vzorci výše není zohledněno zkřivení vlastního segmentu na délku fiktivního prutu.



Obr. 619: Schematický řez znázorňující metodu s vloženým prutem (Segment – segment, Longitudinal joint – podélný spoj) (Fabozzi, 2017, s. 66)

Pokud je třeba zachovat deformační spojitost v osovém směru, je zapotřebí vzorce dále upravit a dát do rovnosti normálovou deformaci v místě reálného podélného spoje ostění s normálovou deformací vloženého prutu a fiktivní tloušťku vloženého prutu dopočítat. Délka vloženého prutu je opět volena. Zjednodušujícím předpokladem je, že osová deformace reálného ostění se realizuje na plné tloušťce (bez vlivu zúžení kontaktní plochy podélného spoje).

$$\Delta l_o = \frac{N}{E_c \cdot A} \cdot l = \frac{N}{E_{mod}^* \cdot A^*} \cdot l = \Delta l_p$$

$$E_c \cdot A = E_{mod}^* \cdot A^*$$

$$E_c \cdot b \cdot t = E_{mod}^* \cdot b \cdot t^*$$

$$E_c \cdot t = \frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{b \cdot t^{*3}} \cdot t^*$$

$$t^* = \sqrt{\frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{E_c \cdot b \cdot t}}$$

Rov. 142

kde:

- Δl_o je osová deformace reálného ostění
- Δl_p je osová deformace fiktivního prutu

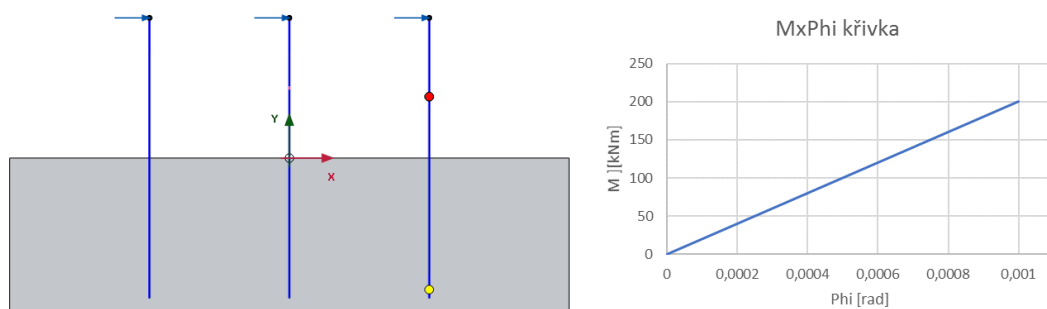
Na základě této nově odvozené tloušťky vloženého prutu je spočítán nový modul pružnosti stejným postupem jako výše (viz Rov. 141) pro vložený prut shodné tloušťky se segmentovým ostěním.

$$E_{mod}^* = \frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{b \cdot \left(\sqrt{\frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{E_c \cdot b \cdot t}} \right)^3} = \frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{b \cdot \frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{E_c \cdot b \cdot t} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot k_\theta \cdot l}{E_c \cdot b \cdot t}}} = \sqrt{\frac{E_c^3 \cdot b \cdot t^3}{12 \cdot k_\theta \cdot l}}$$

Rov. 143

Níže bude provedena simulace chování podélného spoje s vloženým fiktivním prutem s parametry odvozenými dle analytických vztahů uvedených výše (viz Rov. 143). K výpočtu byl použit program PLAXIS (popis funkcionalit tohoto výpočetního softwaru obsahuje kapitola 25.1 Základní popis výpočetního programu PLAXIS).

Základní princip zkoušky spočívá v namáhání třech beztlížných vertikálních prutů (délky 5,0 m) upnutých do tuhého podloží (v délce také 5,0 m). Každý z prutů je rozdělen na dva stejně dlouhé prvky (2,5 m). Spoj uprostřed simuluje podélný spoj segmentového ostění (viz Obr. 620 vlevo). Vlevo je srovnávací prut, kde jsou oba prvky připojeny tuze. Prut uprostřed představuje případ s vloženým elastickým prutem. Mezi prvky prutu vpravo je umístěn polotuhý styčník s lineárním působením (viz Obr. 620 vpravo) (označen červeně). Každý z prutů je ohýbán horizontálně působící osamělou silou ve svém vrcholu.



Obr. 620: Schéma výpočetního modelu pro ověření parametrů vloženého fiktivního prutu

Tuhost materiálu, do kterého jsou pruty vetknuty, je tak velká, aby neměla na rozložení namáhání žádný vliv. Stejně tak je ohybová tuhost jednotlivých prvků zvětšena natolik, aby byla patrná právě deformace v místě spoje.

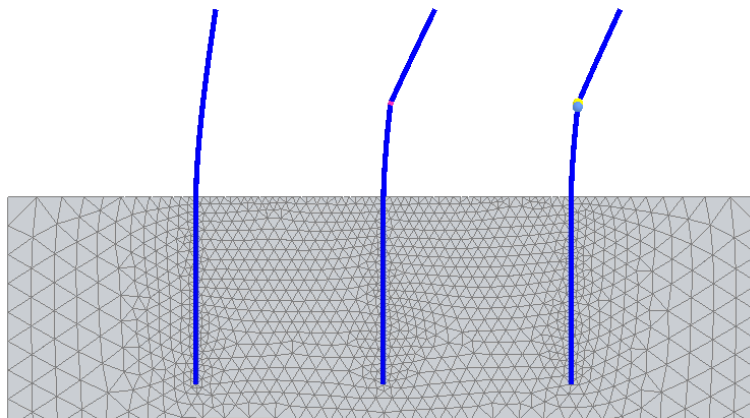
Základní parametry spoje jsou následující:

- rotační tuhost polotuhého styčníku $k_{\theta} = 200,0 \text{ MNm/rad/m}$
- délka vloženého prutu $l = 0,1 \text{ m}$
- modul pružnosti $E_c = 30,0 \text{ GPa}$
- tloušťka segmentového ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$

Z těchto vstupních údajů vychází následující parametry elastického vloženého prutu:

- náhradní tloušťka $t^* = 0,141 \text{ m}$
- náhradní modul pružnosti $E_{mod}^* = 84,85 \text{ GPa}$

Na Obr. 621 je znázorněn zkreslený deformovaný tvar prutů.

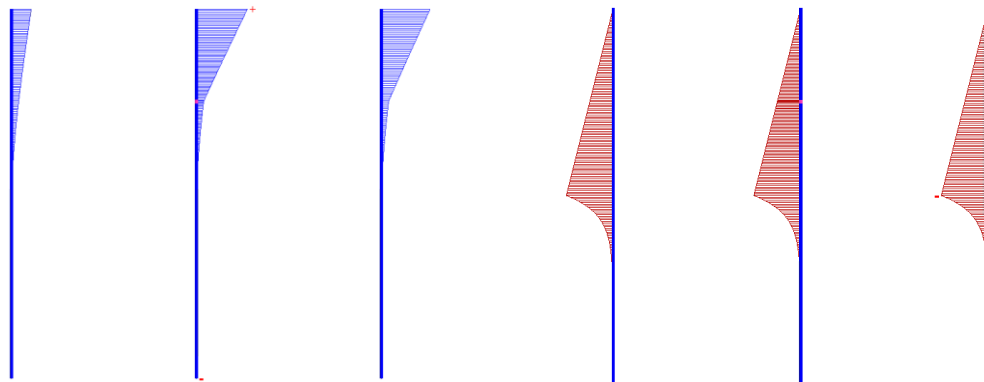


Obr. 621: Deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 50x)

Z hlediska výsledných vodorovných deformací na vrcholu horního prutu (viz Obr. 622 vlevo) je možné konstatovat, že bylo dosaženo mezi oběma přístupy velice dobré shody:

- $u_{x,1} = 10,64 \text{ mm}$
- $u_{x,2} = 27,497 \text{ mm}$
- $u_{x,3} = 26,265 \text{ mm}$

Rozdíl mezi prostředním a pravým prutem je cca 4,5 %.



Obr. 622: Modře průběh vodorovné deformace prutů; červeně průběh ohybových momentů

Tímto byla prokázána správnost výše odvozených analytických vztahů.

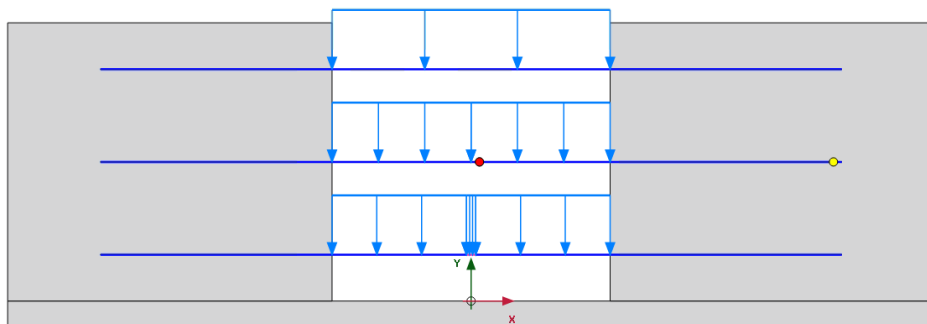
48.2 Odvození parametrů vloženého prutu při plastickém přetváření

Předchozím postupem byla nahrazena lineární větev bilineárního pracovního diagramu podélného spoje. Jestliže je z hlediska velkých natočení překročen limitní ohybový moment M_{lim} , je nutné tento vliv v numerickém modelu nějakým způsobem zohlednit.

V případě, že je fiktivní prut modelovaný jako prutový (beamový) prvek, umožňují některé pokročilejší výpočetní softwary popsat chování tohoto prvku také elasto-plasticky pomocí předem definovaného průběhu závislosti ohybového momentu na křivosti prutu. Výpočetní software PLAXIS tuto funkcionalitu umožňuje.

K ověření správnosti tohoto postupu byl vytvořen vzorový numerický výpočet.

Základní princip zkoušky v tomto případě spočívá v namáhání třech beztlžných horizontálních prutů (délky 16,0 m) upnutých do tuhého materiálu (v délce na každé straně 5,0 m). Každý z prutů je rozdělen na dva stejně dlouhé prvky (délky 3,0 m). Spoj uprostřed simuluje podélný spoj segmentového ostění. Nahoře je, pro porovnání, modelován případ, kdy jsou oba prvky připojeny tuze. Prut dole představuje prvek s vloženým elasto-plastickým prutem. Mezi prvky prutu uprostřed je vložen elasto-plastický polotuhý styčník (označen červeně). Každý z prutů je ohýbán vertikálně působícím spojitým zatížením (viz Obr. 623).



Obr. 623: Schéma výpočetního modelu pro ověření parametrů vloženého fiktivního elasto-plastického prutu

Základní parametry modelovaného spoje jsou následující:

- rotační tuhost polotuhého styčnicku $k_\theta = 200,0 \text{ MNm/rad/m}$
- limitní ohybový moment $M_{lim} = 200,0 \text{ kNm/m}$
- délka vloženého prutu $l = 0,1 \text{ m}$
- modul pružnosti $E = 30,0 \text{ GPa}$
- tloušťka segmentového ostění $t = 0,4 \text{ m}$
- šířka ostění $b = 1,0 \text{ m}$

Z těchto vstupních údajů vychází následující parametry vloženého prutu:

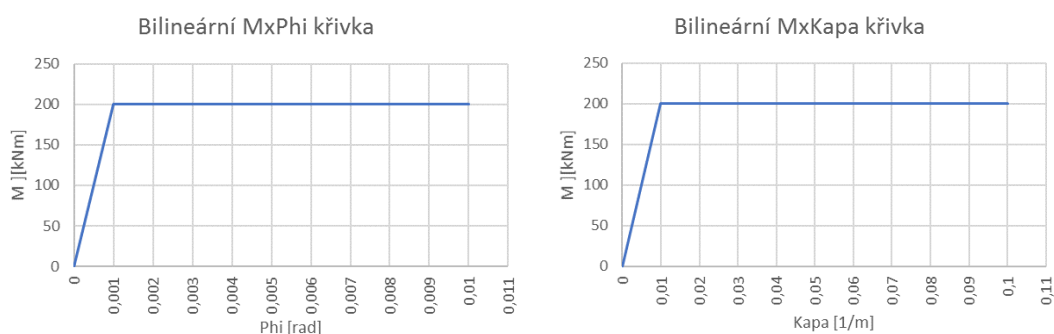
- náhradní tloušťka $t^* = 0,141 \text{ m}$
- náhradní modul pružnosti $E_{mod}^* = 84,85 \text{ GPa}$
- průběh M-Kapa křivky viz Obr. 624 vpravo

Relativní pootočení v místě podélného spoje je nahrazeno natočením krajních styčnicků vloženého elasto-plastického prutu. Průběh křivosti je možné odvodit na základě bilineární MxPhi křivky. Závislost mezi křivostí a relativním natočením je následující (viz Rov. 144):

$$\kappa_p = \frac{1}{r} = \frac{\varphi}{l} \quad [1/m]$$

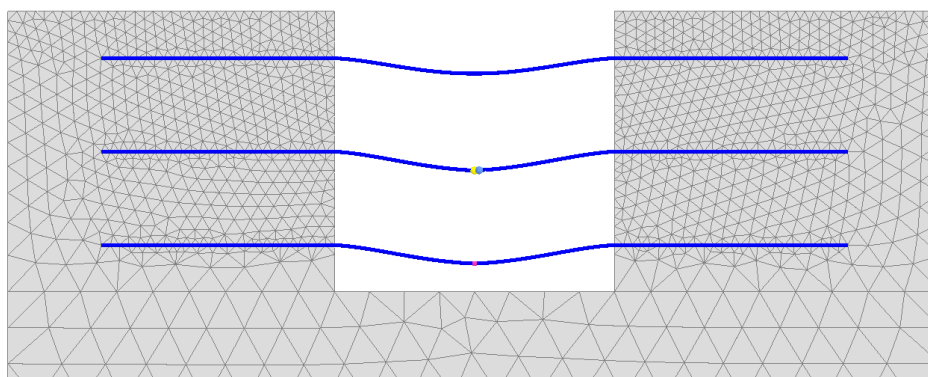
Rov. 144

Fakticky je tedy třeba vzít bilineární MxPhi křivku (viz Obr. 624 vlevo) a touto jednoduchou transformací z ní vytvořit tzv. MxKapa křivku (viz Obr. 624 vpravo), která může být přímo zadána do výpočetního softwaru.



Obr. 624: Transformace MxPhi křivky (vlevo) na MxKapa křivku (vpravo)

Na Obr. 625 je znázorněn zkreslený deformovaný tvar jednotlivých prutů.

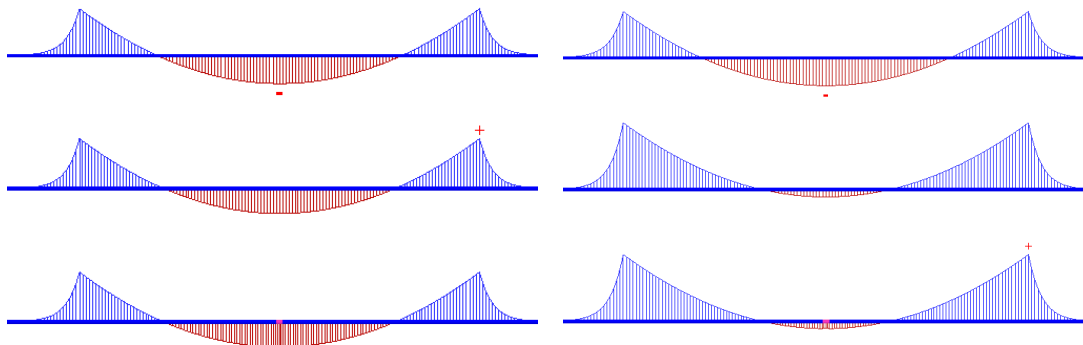


Obr. 625: Deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 250x)

Z hlediska tvaru průběhu a hodnot výsledných deformací tímto byla ověřena správnost výše odvozených vztahů.

Jestliže je prut namáhán malou hodnotou spojitého zatížení, která vyvolává ohybový moment uprostřed nosníku menší než limitní ohybový moment, tak je působení podélného spoje dle lineární větve $M_x\Phi$ a $M_x\kappa$ křivek (viz Obr. 626 vlevo). Hodnoty ohybového momentu v místě podélného spoje jsou následující (číslováno odshora):

- $M_1 = 85,375 \text{ kNm}$
- $M_2 = 74,665 \text{ kNm}$
- $M_3 = 74,664 \text{ kNm}$



Obr. 626: Průběh ohybových momentů – vlevo malé zatížení; vpravo – vyšší zatížení

Při narůstajícím spojitém zatížení je v jednom okamžiku v místě podélného spoje dosaženo limitního ohybového momentu ($M_{lim} = 200,0 \text{ kNm}$), který se již dále zvyšovat nemůže (viz Obr. 626 vpravo) a zatížení je dále distribuováno směrem k podporám. Hodnoty ohybového momentu v místě podélného spoje jsou následující (číslováno odshora):

- $M_1 = 843,754 \text{ kNm}$
- $M_2 = 200,0 \text{ kNm}$
- $M_3 = 200,0 \text{ kNm}$

Závěrem je možné konstatovat, že vložený elasto-plastický prut vykazuje stejné chování jako elasto-plastický polotuhý spoj a může být při modelování konstrukce použit.

49 Příloha č. 8: Odvození parametrů vloženého materiálu

Pokud je ostění modelováno jako kontinuum například plošnými prvky, lze použít pro simulaci nelineární rotační tuhosti v místě podélného spoje přístup uvedený níže spočívající ve vložení úzkého materiálu (běžně s elasto-plastickým materiálovým modelem s vyloučeným tahem) mezi sousední segmenty v rámci jednoho prstence ostění.

Obvykle bývá vhodné z hlediska zasíťování numerického modelu použít tloušťku vloženého prvku přibližně stejnou, jako je uvažovaná tloušťka ostění.

49.1 Odvození parametrů prutu při lineárním chování

Prvním krokem je určení náhradního modulu pružnosti E^* na základě přepočtu ohybových tuhostí průřezu ostění o redukované šířce kontaktní plochy na ostění plné tloušťky (za předpokladu rovnosti délky vyňaté části) dle následujícího vztahu (viz Rov. 145):

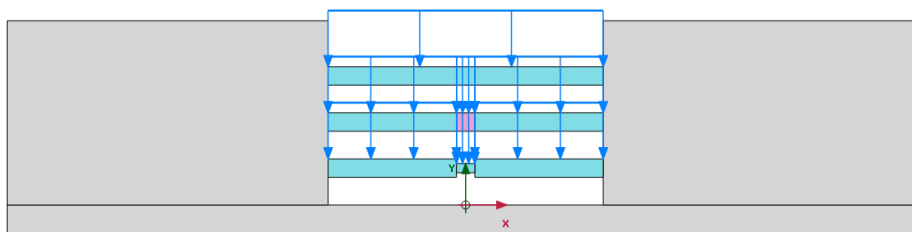
$$E^* = \frac{E \cdot I_k}{I_o} = \frac{E \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot l_t^3}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3} = E \cdot \frac{l_t^3}{t^3}$$

Rov. 145

kde:

- E^* je náhradní modul pružnosti vloženého materiálu
- E je modul pružnosti betonu ostění
- I_o je moment setrvačnosti ostění
- I_k je moment setrvačnosti v místě kontaktní plochy
- t je tloušťka ostění
- l_t je šířka kontaktní plochy (šířka krčku spoje)
- b je šířka ostění

K ověření správnosti výše uvedeného vztahu byl sestaven jednoduchý matematický model simulující ohyb podélného spoje dvou segmentů. Základní princip zkoušky (viz Obr. 627) v tomto případě spočívá ve vertikálním namáhání třech beztlížných horizontálních prutů (délky 6,0 m) upnutých do tuhých bočních stěn. Nahoře je, pro porovnání, modelován prut, kde jsou obě poloviny prvku připojeny tuze. Prut uprostřed představuje případ s vloženým elasto-plastickým prvkem (na délku tloušťky průřezu). Prut dole simuluje případ, kdy je prvek uprostřed pouze zúžen.



Obr. 627: Schéma výpočetního modelu pro ověření elastických parametrů vloženého prvku

Základní parametry modelu jsou následující:

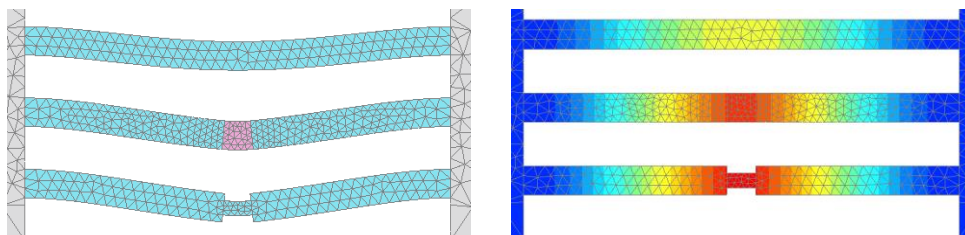
- | | |
|---------------------------|------------------------|
| - tloušťka prutu | $t = 0,4 \text{ m}$ |
| - délka vloženého prvku | $l = 0,4 \text{ m}$ |
| - tloušťka v místě zúžení | $t_z = 0,2 \text{ m}$ |
| - modul pružnosti | $E = 30,0 \text{ GPa}$ |

Na základě těchto vstupních parametrů byl vypočten náhradní modul pružnosti vloženého prvku:

- | | |
|----------------------------|--------------------------|
| - náhradní modul pružnosti | $E^* = 3,75 \text{ GPa}$ |
|----------------------------|--------------------------|

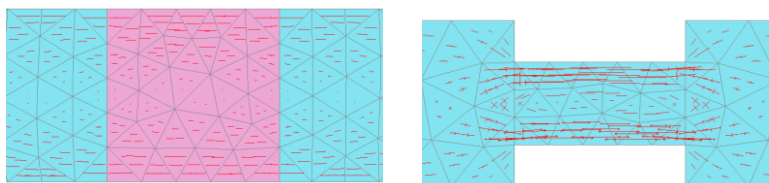
Při porovnání deformovaného tvaru i hodnot svislé deformace (viz Obr. 628) je zřejmé, že bylo dosaženo dobré shody. Svislá deformace uprostřed jednotlivých prutů je:

$$u_{y,1} = -4,25 \text{ mm}; u_{y,2} = -6,694 \text{ mm}; u_{y,3} = -7,021 \text{ mm}$$



Obr. 628: Vlevo deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 50x); vpravo vykresleny svislé deformace

Jsou vidět pouze nepatrné rozdíly způsobené především tím, že v případě modelování reálně zúženého prutu dochází k obtékání napětí (viz Obr. 629 vpravo) a zóna ovlivnění je tak větší než v případě rovnoběžných drah napětí u souvislé tloušťky prutu.



Obr. 629: Porovnání průběhu hlavních napětí

49.2 Odvození parametrů prutu při plastickém přetváření

Postupem uvedeným výše byly upraveny elastické parametry vloženého materiálu. Pro správné chování podélného spoje, který je modelován vloženým materiálem, je nutné zavést materiálový model s vyloučeným tahovým působením simulující možné otevření podélného spoje segmentového ostění. V následujícím textu jsou z hlediska velmi vysoké rozšířenosti tohoto materiálového modelu odvozeny parametry pro Mohr-Coulombovu podmínku plasticity (více v kapitole 25.2 *Mohr-Coulombov materiálový model*), která je definována základní dvojicí parametrů: úhlem vnitřního tření φ a soudržností c .

49.2.1 Odvození parametrů vloženého materiálu z Mohrových kružnic

Ardiaca (2009) na základě poznatků, které uvádí P. Jiménez Montoya (1971), ukazuje postup odvození limitních hodnot tahových a tlakových napětí reálného konstrukčního prvku pro nahrazení chování betonu Mohr-Coulombovým (MC) materiálovým modelem. Tyto limitní hodnoty jsou určeny z diskrétní tlakové pevnosti betonu laboratorních vzorků.

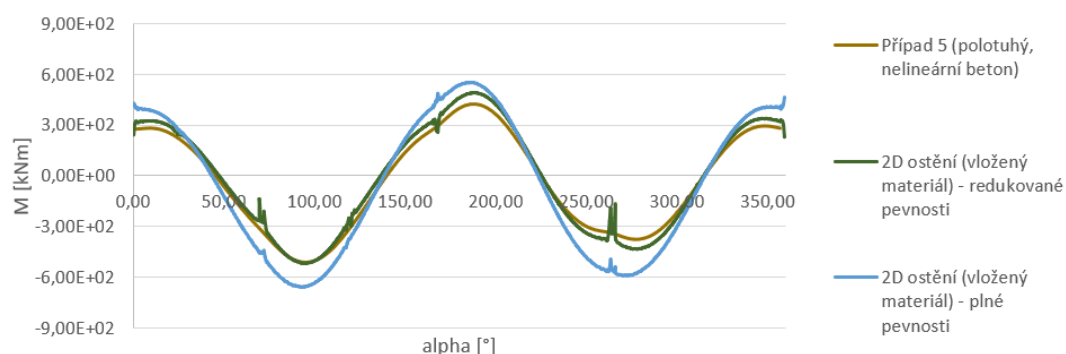
$$\sigma_c = 0,3 \cdot f_{ck} \quad \sigma_t = 0,03 \cdot f_{ck} \quad \left| \text{Rov. 146} \right.$$

kde:

- f_{ck} je pevnost laboratorního betonového vzorku v tlaku

Na základě provedení zkušebních výpočtů s vloženým materiálem o rozměrech tloušťky ostění (porovnání průběhu ohybového momentu viz Obr. 630) bylo sledováno, zda je tento předpoklad redukce vrcholové tlakové pevnosti správný. Jestliže jsou totiž hodnoty koheze a úhlu vnitřního tření odvozeny na základě „plných“ pevností, je ostění výrazně tužší a vypočtené vnitřní síly překračují výsledky získané například na základě řešení prutové konstrukce s vloženými polotuhými styčníky do míst podélných spojů (viz kapitola 25.4.5 *Případ 5: Oddělené segmenty (1D) – bilineární tuhost (nelineární beton)*). Proto je doporučeno při použití tohoto postupu zohlednění nelineární rotační tuhosti podélného spoje stanovit limitní hodnoty tahového a tlakového napětí dle výše uvedeného předpokladu (viz Rov. 146) a právě z nich odvodit MC parametry.

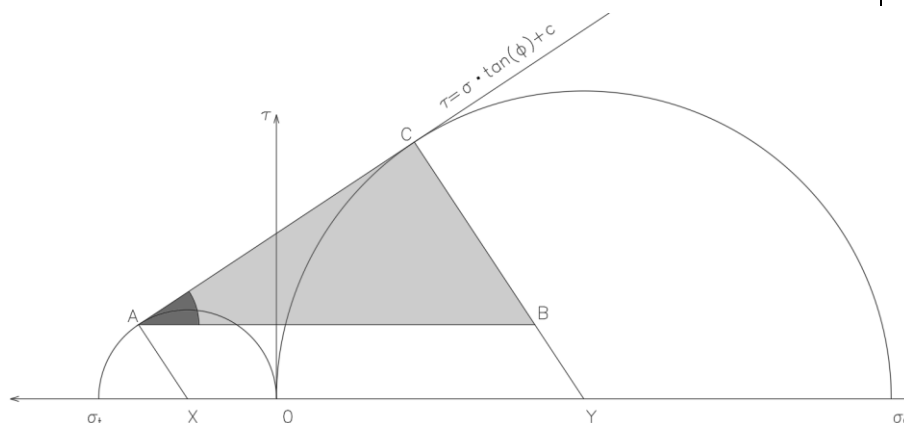
49 Příloha č. 8: Odvození parametrů vloženého materiálu



Obr. 630: Porovnání průběhu ohybových momentů při uvažování plné a redukované pevnosti vloženého materiálu

Z hodnot limitních napětí (viz Rov. 146) je nejprve odvozen úhel vnitřního tření (viz Rov. 147). Vychází se z pravoúhlého trojúhelníku ABC a Mohrových kružnic (viz Obr. 631):

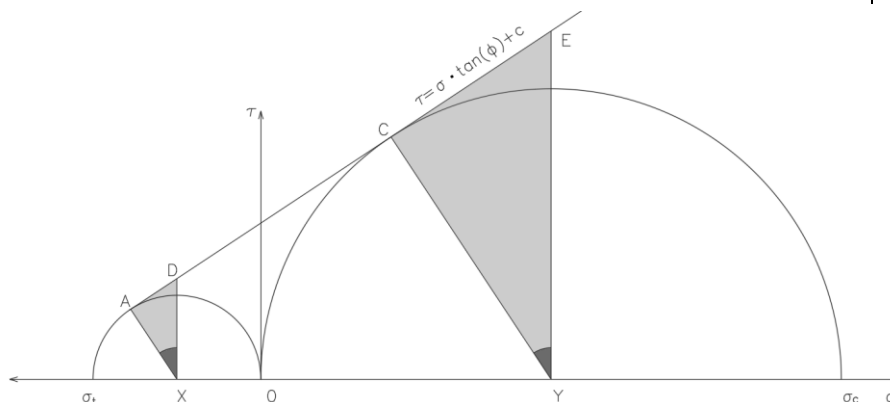
$$\sin(\varphi) = \frac{|CB|}{|AB|} = \frac{\left|\frac{\sigma_c}{2}\right| - \left|\frac{\sigma_t}{2}\right|}{\left|\frac{\sigma_c}{2}\right| + \left|\frac{\sigma_t}{2}\right|} = \frac{|\sigma_c| - |\sigma_t|}{|\sigma_c| + |\sigma_t|} \rightarrow \varphi = \arcsin\left(\frac{|\sigma_c| - |\sigma_t|}{|\sigma_c| + |\sigma_t|}\right) \quad \text{Rov. 147}$$



Obr. 631: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození úhlu vnitřního tření vloženého materiálu

Odvození velikosti soudržnosti vychází opět z geometrických vztahů vystupujících z Mohrova zobrazení napjatosti (viz Obr. 632 a Rov. 148). Nejprve je třeba sestavit pomocné pravoúhlé trojúhelníky XAD a YCE, z kterých se určí vzdálenosti XD a YE.

$$|DX| = \left|\frac{\sigma_t}{2}\right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)}; |EY| = \left|\frac{\sigma_c}{2}\right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} \quad \text{Rov. 148}$$



Obr. 632: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození soudržnosti

Z podobnosti trojúhelníků DZW a DEF plyne (viz Obr. 633 a Rov. 149):

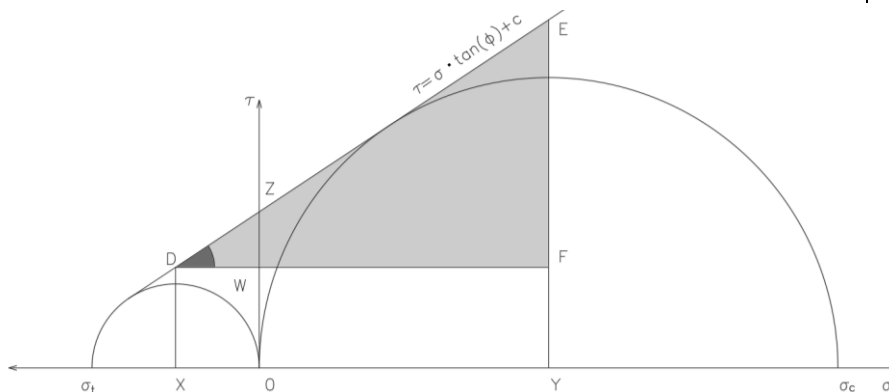
$$\frac{|ZW|}{|XO|} = \frac{|EF|}{|XY|}$$

Rov. 149

Následně je na základě pravoúhlého trojúhelníku DEF odvozena výsledná soudržnost (viz Rov. 150).

$$\begin{aligned} c &= |ZO| = |ZW| + |WO| = |XO| \cdot \frac{|EF|}{|XY|} + |DX| = \\ &= |XO| \cdot \frac{|EY| - |DX|}{|XO| + |OY|} + |DX| = \\ &= \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{\left| \frac{\sigma_c}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} - \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)}}{\left| \frac{\sigma_t}{2} \right| + \left| \frac{\sigma_c}{2} \right|} + \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} = \\ &= \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} \cdot \left[1 + \frac{|\sigma_c| - |\sigma_t|}{|\sigma_c| + |\sigma_t|} \right] = \left| \frac{\sigma_t}{2} \right| \cdot \frac{1}{\cos(\varphi)} \cdot [1 + \sin(\varphi)] \end{aligned}$$

Rov. 150



Obr. 633: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození soudržnosti vloženého materiálu

49.2.2 Odvození dle Eurokódu 2

Existuje více způsobů ke stanovení Mohr-Coulombových materiálových parametrů popisujících chování betonu. Příkladem může být postup zakotvený v Eurokódu 2. Odvození je založeno na základě smykové pevnosti betonu, který nevyžaduje smykové vyztužení. Vztah pro výpočet smykové únosnosti má následující podobu (viz Rov. 151):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Rov. 151

V případě, že je prvek bez podélné výztuže, je smyková únosnost stanovena na základě minimální smykové únosnosti (viz Rov. 152):

$$\min V_{Rd,c} = [v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \leq 2,0 \quad [d] = m$$

Rov. 152

To lze přepsat na smykové napětí:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot d} = v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \quad \text{Rov. 153}$$

Rov. 153 má formu Mohr-Coulombovy podmínky porušení:

$$\begin{aligned} \tau &= c + \tan \varphi \cdot \sigma \\ \tau_{Rd,c} &= v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \end{aligned} \quad \text{Rov. 154}$$

Ze vztahů z Rov. 154 plyne:

$$\begin{aligned} c &= 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad [f_{ck}] = MPa \\ \tan \varphi &= 0,15 \rightarrow \varphi = 9^\circ \end{aligned} \quad \text{Rov. 155}$$

49.2.3 Postup dle EHE-98

Ardiaca (2009) uvádí ještě jeden postup odvození Mohr-Coulombových parametrů pro chování betonové konstrukce. Vychází přitom ze Španělského standardu EHE-98, kde je uveden následující vztah pro posouzení smykové únosnosti spoje (viz Rov. 156):

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{ya,d} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \quad \text{Rov. 156}$$

kde:

- σ_{cd} je hodnota normálového napětí v betonovém prvku

Jestliže je uvažován nulový stupeň vyztužení v místě podélného spoje $A_{st} = 0$, získává Rov. 156 opět podobu MC podmínky plasticity (viz Rov. 157):

$$\begin{aligned} \tau &= c + \tan \varphi \cdot \sigma \\ \tau_{md} &= \beta \cdot f_{ct,d} + \mu \cdot \sigma_{cd} \end{aligned} \quad \text{Rov. 157}$$

kde:

- $\beta \cdot f_{ct,d}$ odpovídá soudržnosti c
- μ odpovídá tangentně úhlu vnitřního tření

Hodnotu návrhové pevnosti betonu v tahu lze určit dle Rov. 158:

$$f_{ct,d} = \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,5} \quad \text{Rov. 158}$$

Koeficienty β a μ jsou odečítány v závislosti na drsnosti spoje dle následující tabulky:

Tab. 18: Stanovení pomocných parametrů dle přístupu EHE-98 (*Ardiaca*, 2009)

Drsnost povrchu	Nízká	Vysoká
β	0,2	0,4
μ	0,6	0,9

49.2.4 Porovnání jednotlivých přístupů

V této podkapitole budou porovnány jednotlivé přístupy ke stanovení MC parametrů betonu na základě vztahů z kapitol 49.2.1 *Odvození parametrů vloženého materiálu z Mohrových kružnic*, 49.2.2 *Odvození dle Eurokódu 2*, 49.2.3 *Postup dle EHE-98*.

Příkladem je ostění o následujících vstupních parametrech:

- tloušťka ostění $d = 0,4 \text{ m}$
- beton o tlakové pevnosti $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$

Tab. 19: Porovnání jednotlivých přístupů ke stanovení MC parametrů betonu

Přístup	Soudržnost [kPa]	Úhel vnitřního tření [°]
Mohrovy kružnice - plné	4750	55
Mohrovy kružnice - redukované	1420	55
EC2	590	9
EHE-98 ($\beta = 0,3$; $\mu = 0,7$)	870	35

Nejlepší shody s numerickým modelem s vloženým polotuhým styčником je dosaženo při použití redukovaných parametrů MC modelu odvozených z Mohrových kružnic.

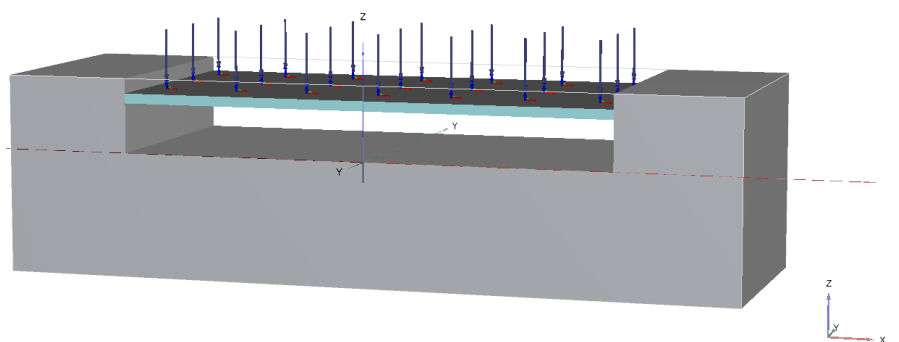
50 Příloha č. 9: Referenční skořepina

Stanovit inženýrské hodnoty vnitřních sil u konstrukce modelované plošně či prostorově je velice obtížné. Některé výpočetní softwary jsou schopné například na plošné konstrukci na základě hranic prvku střednicí samostatně vyšetřit. Vůči ní po jednotlivých řezech zintegrovat působící napětí a z něho stanovit vnitřní síly. V případě prostorového výpočtu a modelování konstrukce desko-stěnovými či skořepinovými prvky je situace ještě obtížnější.

V této příloze budou odvozeny parametry a potvrzena správnost chování tzv. referenční skořepiny, která slouží k určení vnitřních sil na desce, stěně, nebo skořepině modelované ve 3D. Jedná se o obdobu tzv. referenčního prutu určeného ke stanovení namáhání konstrukce modelované plošnými prvky ve 2D. Viz například *Faltýnek (2016)*.

Základní myšlenkou je vložení nehmotné skořepiny o redukované tuhosti do střednicové plochy konstrukce. Tuhost referenční skořepiny odpovídá tuhosti skutečné konstrukce redukované tak, aby neovlivnila chování numerického modelu. Obvykle je dostačující redukce skutečné normálové a ohybové tuhosti například 10^6 . Referenční skořepina při namáhání konstrukce reflektuje skutečné deformace střednicové plochy, které mají za následek vznik vnitřních sil například 10^6 krát menších, než jsou skutečné vnitřní síly ve 3D konstrukci.

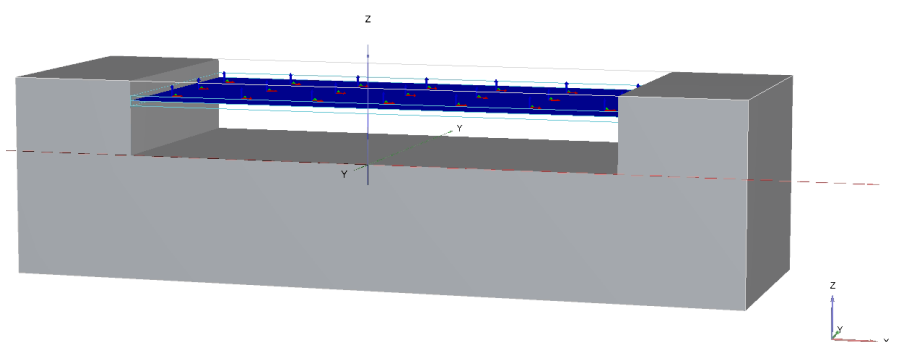
Pro ověření chování referenčního prutu byl sestaven následující beztlížný lineární numerický model simulující úlohu typu vetknutí-vetknutí (V-V). Základní princip zkoušky (viz Obr. 634) v tomto případě spočívá ve vertikálním spojitém namáhání horizontální desky upnuté do velice tuhých bočních stěn.



Obr. 634: Schéma výpočetního modelu pro ověření chování referenční skořepiny

Základní parametry modelu jsou následující:

- | | |
|-------------------|------------------------------|
| - tloušťka desky | $t = 0,4 \text{ m}$ |
| - šířka desky | $d = 10,0 \text{ m}$ |
| - délka desky | $l = 20,0 \text{ m}$ |
| - modul pružnosti | $E = 30,0 \text{ GPa}$ |
| - plošné zatížení | $\sigma_z = 5,0 \text{ kPa}$ |



Obr. 635: Znáznorněná referenční skořepina umístěná do střednicové plochy

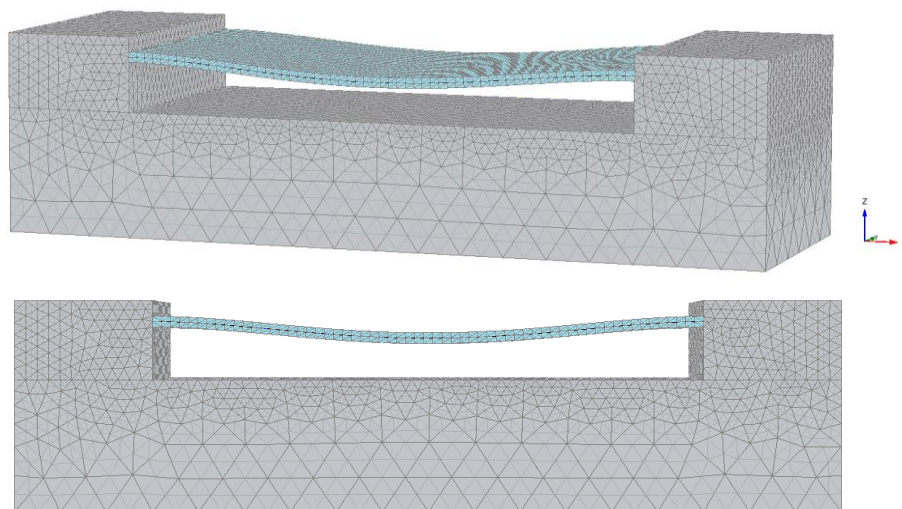
Modul pružnosti beztlížné referenční skořepiny umístěné do střednicové plochy desky je redukován 10^6 . Základní parametry referenční skořepiny jsou pak následující:

- tloušťka průřezu skořepiny $t = 0,4 \text{ m}$
- modul pružnosti $E = 30,0 \text{ kPa}$

Nejdříve bylo analyzováno, zda referenční skořepina neovlivňuje chování celé konstrukce. Proto byl porovnán maximální průhyb desky bez referenční skořepiny ($u_{max,1}$) a s ní ($u_{max,2}$):

$$u_{max,1} = u_{max,2} = 0,01254 \text{ m}$$

Tím je prokázáno, že redukce tuhosti je dostatečná a referenční skořepina neovlivňuje chování numerického modelu.

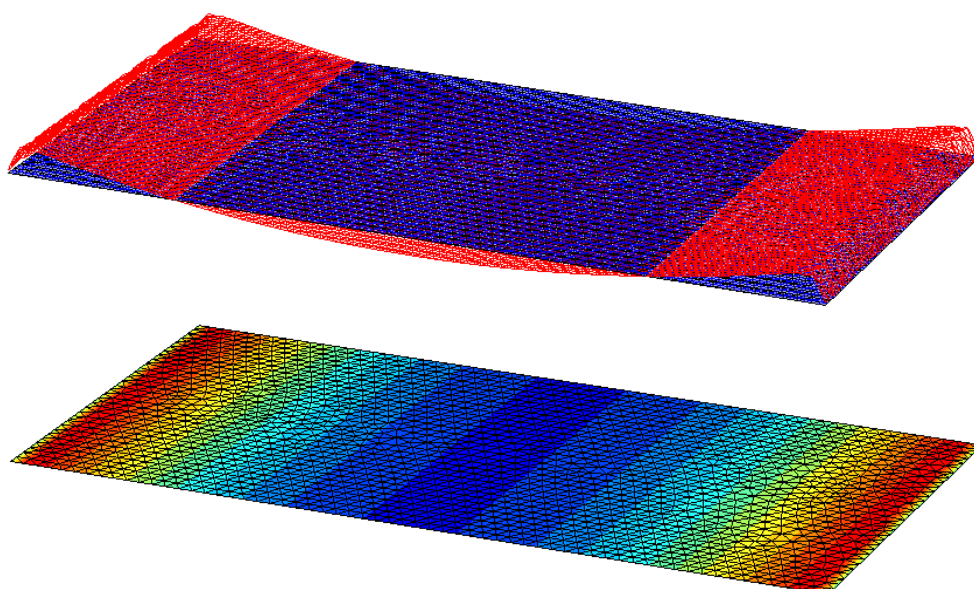


Obr. 636: Deformovaný tvar konstrukce se skořepinou (zkresleno 50x)

Hodnota ohybového momentu uprostřed rozpětí referenční skořepiny $M_{mid,I}$ je:

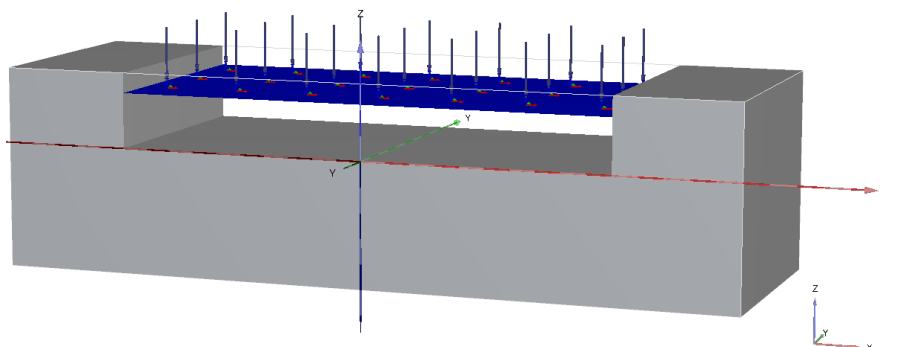
$$m_{mid,I} = 0,08333 \cdot 10^{-3} \text{ kNm/m} \rightarrow 83,33 \text{ kNm/m}$$

$$M_{mid,I} = 833,3 \text{ kNm}$$



Obr. 637: Průběh ohybového momentu na referenční skořepině

Pro porovnání namáhání referenční skořepiny byla vytvořena analogická úloha, kde je konstrukce modelována jako plošný deskový prvek o skutečné tuhosti.

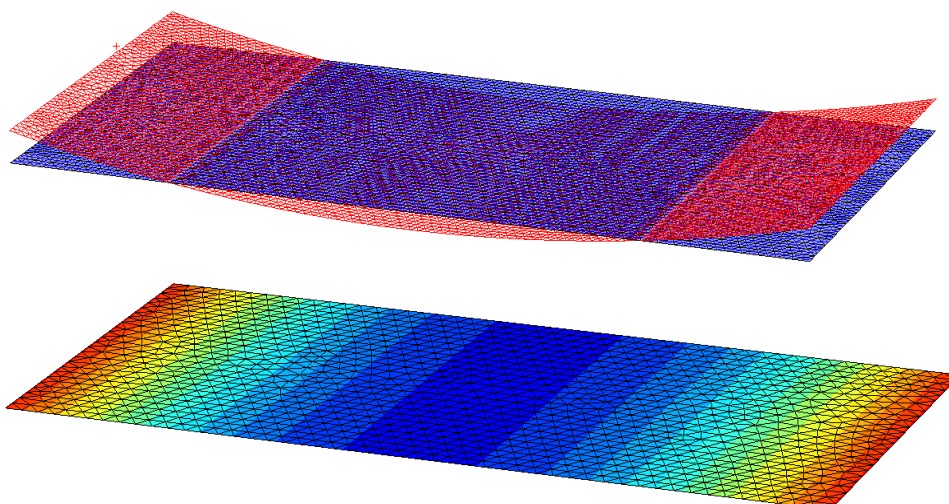


Obr. 638: Schéma deskového výpočetního modelu pro ověření chování referenční skořepiny

Hodnota ohybového momentu uprostřed rozpětí plošné desky $M_{mid,II}$ je:

$$m_{mid,II} = 0,08668 \cdot 10^{-3} \text{ kNm/m} \rightarrow 86,68 \text{ kNm/m}$$

$$M_{mid,II} = 866,8 \text{ kNm}$$



Obr. 639: Průběh ohybového momentu na desce

Ohybový moment uprostřed prutu typu V-V $M_{mid,III}$ lze stanovit také na základě analytického vztahu odvozeného pro potřeby deformační metody:

$$M_{mid,III} = \frac{1}{24} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{24} \cdot 50 \cdot 20^2 = 833,3 \text{ kNm}$$



Obr. 640: Průběh ohybového momentu na prutu typu V-V

U podpory neodpovídá tvar momentové čáry z 3D výpočtu (Obr. 637) teoretickému průběhu (viz Obr. 640). To je způsobené především tím, že skutečný kontakt v podpoře není realizován v jediném bodě, ale na celé výšce nosníku.

Při porovnání výše uvedených třech výsledků lze konstatovat, že je dosaženo velice dobré shody a koncept referenční skořepiny může být ke stanovení namáhání 3D konstrukce bez problémů použit.

Publikační činnost autora:

- (1) FALTÝNEK, J., PRUŠKA, J. Analytical Relations for Determination of Rotation Stiffness of the Segment Tunnel Lining Longitudinal Joint. Podzemní stavby 2019 (v tisku).
- (2) FALTÝNEK, J., VÍTEK, P. *Modernizace 4. úseku dálnice D1*. Silnice a železnice. 2018, 2018 20-24. ISSN 1803-8441.
- (3) FALTÝNEK, J., VÍTEK, P. *Modernizace 4. úseku dálnice D1*. In: Silniční konference 2018. Praha: Agentura Viaco, 2018. p. 97-100.
- (4) ŠMILAUER, V.; KOPECKÝ, L.; FALTÝNEK, J. *Vliv rychlosti hydratace cementu na vznik mikrotřlin a jejich vliv na trvanlivost CBK*. In: Pozemní komunikace 2018. Praha: Czech Technical University in Prague, 2018. p. 1-16. ISBN 978-80-01-06427-6.
- (5) FALTÝNEK, J., VÍTEK, P. *Modernizace 4. úseku dálnice D1*. In: MOSTY 2018. Brno: Sekurkon, 2018. ISBN 978-80-86604-74-9.
- (6) FALTÝNEK, J.; HOŘEJŠÍ, J.; RŮŽIČKA, P.; MAŘÍK, L. *Design, Construction and Conditions of The Application of Unreinforced Concrete Final Lining in Conventionally Driven Tunnels*. In: Building up Efficient and Sustainable Transport Infrastructure 2017 (BESTInfra2017). Bristol: IOP Publishing Ltd, 2017. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. vol. 236. ISSN 1757-8981.
- (7) FALTÝNEK, J.; ČERNÁ VYDROVÁ, L. *Praktická aplikace získaných poznatků při modelování konstrukce želvy pro bezpečné zajištění a následnou ražbu v oblasti západního portálu tunelu Povážský Chlmec*. In: Sborník příspěvků 22. mezinárodního semináře Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2017. Ostrava: Fakulta stavební, Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2017. p. 30-38. ISBN 978-80-248-4014-7.
- (8) FALTÝNEK, J. *Detailní analýza chování konstrukce želvy*. In: Juniorstav 2017, Sborník abstraktů. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2017. p. 148. ISBN 978-80-214-5462-0.
- (9) FALTÝNEK, J. *Netradiční řešení zajištění západního portálu tunelu Povážský Chlmec*. In: Sborník příspěvků Zakládání staveb Brno 2016. Praha: Česká geotechnická společnost Českého svazu stavebních inženýrů, 2016. p. 148-152. ISBN 978-80-87920-04-6.
- (10) FALTÝNEK, J.; ŠIŠKA, Z. *Netradiční řešení a zajímavosti z projektování a výstavby tunelu Povážský Chlmec*. Inžinierske stavby. 2016, 2016 16-20. ISSN 1335-0846.

Použité zdroje:

- [1] ARDIACA, D. H. *Mohr-Coulomb Parameters for Modelling of Concrete Structures*. PLAXIS Bulletin, 2009, p. 12–15.
- [2] ARNAU, O., MOLINS, C. *Three Dimensional Structural Response of Segmental Tunnel Linings*. Engineering Structures, 2012, vol. 44, p. 210-221.
- [3] BARLA, M., DI DONNA, A. *Energy tunnels: concept and design aspects*. Underground Space, 2018, vol. 3, no. 4, p. 268–276.
- [4] BARTÁK, J., et al. CZTA ITA-AITES WORKING GROUP GT14. *Uživatelská příručka pro mechanizované tunelování v podmínkách ČR*. CzTA ITA-AITES, 2007.
- [5] BARTÁK, J.; PRUŠKA, J. *Podzemní stavby*. Vydavatelství ČVUT: Praha, 2012.
- [6] BEIL, A., SHULTER, A. *Mechanized Excavation of Long Transport Tunnels – Concrete Segments for Tunnel Linings – Field of Application and Design*. D2 Consult ZT-GmbH, 2008.
- [7] BLOM, C. B. M. *Lining behaviour - analytical solutions of coupled segmented rings in soil*: Background document. Delft University of Technologie, 2002.
- [8] BLOM, C. *Design Philosophy of Concrete Linings for Tunnels in Soft Soils*. 1st ed. 2002. ISBN 90-407-2366-4.
- [9] CAVALARO, S. H., AGUADO, A. *Packer Behavior under Simple and Coupled Stresses*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, vol. 28, p. 159-173.
- [10] ČERVENKA, V., JENDELE, L., ČEVENKA, J. *ATENA Program Documentation Part 1 – Theory*, Červenka Consulting, Praha, 07/2002
- [11] DAUB ITA-AITES WORKING GROUP LINING SEGMENT DESIGN. *Recommendations for the Design, Production and Installation of Segmental Rings*, 2013.
- [12] DE WAAL, R. G. A. *Steel Fibre Reinforced Tunnel Segments*. Delft: Delft University of Technology, 2000.
- [13] DO, N. A. *Numerical Analyses of Segmental Tunnel Lining under Static and Dynamic Loads*. Lyon: INSA de Lyon, 2014.
- [14] DUNCAN, P. N., a kol. *The Design of Thermal Tunnel Eenergy Segments for Crossrail*. CROSSRAIL. <https://learninglegacy.crossrail.co.uk/documents/the-design-of-thermal-tunnel-energy-segments-for-crossrail/> (accessed April 01, 2019).
- [15] *Ejpovické tunely: historie projektové přípravy a současnost výstavby*. METROSTAV. <https://www.metrostav.pl/cs/pro-media/488-ejpovicke-tunely-historie-projektove-pripravy-a-soucasnost-vystavby> (accessed April 01, 2019).
- [16] FABOZZI, S. *Behaviour of Segmental Tunnel Lining under Static and Dynamic Loads*. Naples: University of Naples Federico II, 2017.
- [17] FALTÝNEK, J. *Tunely prováděné metodou čelního odtěžování (Metoda „želva“)*: Diplomová práce. ČVUT v Praze, 2016.
- [18] FEI, et al. (2014). *Model Test Study on Effective Ratio of Segment Transverse Bending Rigidity of Shield Tunnel*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, vol. 41, p.193-205.
- [19] G.M.L. GLADWELL *Contact Problems in the Classical Theory of Elasticity*. 1980. ISBN 90286 0440 5. Alphen aan den Rijn.
- [20] GIJSBERS, F.B.J., HORDIJK, D.A. *Experimenteel Onderzoek Naar het Afschuifgedrag van Ringvoegen*. CUR/COB K11-W-001, 1997.

- [21] GOODFELLOW, R. J. F. *Concrete for Underground Structures - Guidelines for Design and Construction*. Colorado: Society of Mining, Metallurgy, and Exploration, 2011. ISBN 978-0-87335-347-2.
- [22] GROENEWEG T.W. *Shield Driven Tunnels in Ultrahigh Strength Concrete. Reduction of the Tunnel Lining Thickness*. PhD thesis. Delft University of Technology, 2007.
- [23] GRUEBL, F. *Modern Design Aspect of Segmental Lining*, CPT-ITA Congres, 2006, München, 2006.
- [24] GRUEBL, F. *Segmental Ring Design - New Challenges with High Tunnel Diameters*. ITA-AITES, 2012. ISBN 978-2-9700776-6-4.
- [25] GUEDON, M. P. *The Design, Sizing and Construction of Precast Concrete Segments Installed at the Rear of a Tunnel Boring Machine (TBM)*, A.F.T.E.S., 1999.
- [26] GUGLIEMETTI, V., GRASSO, P., MAHTAB, A., XU, S. *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*. 1.st ed. 2007. ISBN 978-0-415-42010-5.
- [27] *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, Working Group No. 2, International Tunnelling Association, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 3, pp. 303-331, 2000.
- [28] HEFNY, A., CHUA, H. *An Investigation into the Behavior of Jointed Tunnel Lining*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, vol. 21, p. 428.
- [29] HILAR, M., VÍTEK, P. *Experimental Loading Tests of steel Fibre Reinforced and Traditionally Reinforced Precast Concrete Segments for Tunnel Linings*. Tunel, 2012, vol. 4, p. 54–65.
- [30] HORDIJK, D. A., GIJSBERS, F. B. *Laboratoriumproeven Tunnel Segmenten*. Tech. rep., TNO-rapport 96-CON-R0708/03 (COB-K100-rapport K100-W-026), TNO Bouw, 1996.
- [31] HUDOBA, I. *Contribution to Static Analysis of Load-bearing Concrete Tunnel Lining Built by Shield-driven Technology*. Tunnelling and Underground Space Technology, 1997, vol. 12(1), p. 55-58.
- [32] HURT, J. *Precast Concrete Segmental Liners*. ARUP, 2016.
- [33] *Innovations in Precast Concrete Segmental Linings: Case Studies from Around the World*. Tunnel Business Magazine. <https://tunnelingonline.com/innovations-precast-concrete-segmental-linings-case-studies/> (accessed April 01, 2019).
- [34] JANSSEN, P. *Tunnelausbutem mit Gelenktubbings*. Report No. 83-41 University of Braunschweig, Dept. Of CE, 1983.
- [35] Japanese Society of Civil Engineers (JSCE). *Japanese Standard for Shield Tunnelling*, 1996.
- [36] KANESHIRO, J.; KORBIN, G. *Pressure Tunnel Design*. <https://tunnelingshort-course.com/2016-presentations/kaneshiro-jon-korbin-greg-boulder.pdf> (accessed April 01, 2019).
- [37] KLAPPERS, C., GRÜBL, F., & OSTERMEIER, B. (2006). *Structural Analyses of Segmental Lining - Coupled Beam and Spring Analyses Versus 3D-FEM Calculations with Shell Elements*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, vol. 21, p. 254-255.
- [38] KUŇÁK, J., URBÁNKOVÁ, M., URBÁNEK, T. *Metro V.A - Structural Analysis of Segmental Linings of Tunnels Driven by EPB Shields*. Tunel, 2011, vol. 4, p. 54–61.

- [39] LEE, K. M., GE, X. W. *The Equivalence of a Jointed Shield-driven Tunnel Lining to a Continuous Ring Structure*. Canadian Geotechnical Journal, 2001, vol. 38(3), p. 461-483.
- [40] LEONHARD, F., REIMANN, H. *Betongelenke*. Der Bauingenieur, 1966, vol. 41, p. 49-56.
- [41] LI, et al. *A Progressive Model to Simulate the Full Mechanical Behaviour of Concrete Segmental Lining Longitudinal Joint*. Engineering Structures, 2015, vol. 93, p. 97-113.
- [42] LIU, et al. *Investigation of the Structural Effect Induced by Stagger Joints in Segmental Tunnel Linings: Direct Insight from Mechanical Behaviours of Longitudinal and Circumferential Joints*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017b.
- [43] LIU, et al. *Ultimate Load-carrying Capacity of the Longitudinal Joints in Segmental Tunnel Linings*. Structural Concrete 6(17), 2017a.
- [44] LIU, J. H., HOU, X. Y. *Shield-driven Tunnels*. China Railway Press, Beijing, China, 1991, 152-303.
- [45] LUTTIKHOLT, A. *Ultimate Limit State Analysis of a Segmented Tunnel Lining*. Delft: Delft University of Technology, 2007.
- [46] MAIDL, B., HERRENKNECH, M., MAIDL, U., WEHRMEYER, G. *Mechanised Shield Tunnelling*. 2.nd ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2012. ISBN 978-3-433-02995-4.
- [47] MAIDL, B., SCHMID, L., RITZ, W., HERRENKNECHT, M. *Hardrock Tunnel Boring Machines*. 1.st ed. 2008. ISBN 978-3-433-01676-3.
- [48] MAIDL, B., THEWES, M., MAIDL, U. *Handbook of Tunnel Engineering*. 1st ed. 2013. ISBN 978-3-433-03048-6.
- [49] MAJDI, A., AJAMZADEH, H., NADIMI, S. *Investigation of Moment-rotation Relation in Different Joint Types and Evaluation of their Effects on Segmental Tunnel Lining*. Arabian Journal of Geosciences 9(7), 2016.
- [50] MUIR WOOD, A. M. *The Circular Tunnel in Elastic Ground*. Géotechnique, 1975, vol. 25(1), p. 115-127.
- [51] NISHIKAWA, K. *Development of a Prestressed and Precast Concrete Segmental Lining*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, vol. 18, p. 243-251.
- [52] SMITH, CH., et al. *Tunnel Lining Design Guide*. 1st ed. 2004. ISBN 0-7277-2986-1.
- [53] ŠEJNOHA, M.; PRUŠKA, J. *Numerical Modelling of Segmental Lining Using FEM*. Beton TKS 2009, 5, 66–71. Článek BETON TSK (Vítek, Rössler, 2014)
- [54] TEACHAVORASINSKUN, S., CHUB-UPPAKARN, T. *Influence of Segmental Joints on Tunnel Lining*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2010, vol. 25, p. 490-494.
- [55] TERZIJSKI, I. *Betonové prvky (MODUL M01) Základy navrhování konstrukcí, zatížení, materiály*. VUT v Brně, 2005.
- [56] THINERT C., PULSFORT M. *Segment Design under Consideration of the Material used to Fill the Annular Gap*. Geomechanics and Tunneling, 2011, vol. 4, p. 665-679.
- [57] *Tunnel Energy Lining*. REHAU. <http://www.rehau.co.il/files/13.pdf> (accessed April 01, 2019).
- [58] VÍTEK, P., ŠEBESTA, B., HILAR, M., PUKL, R. *Excavation of Prague Metro Running Tunnels Using TBM Technology*. Beton TKS, 2016, vol. 6, p. 34–42.

- [59] VLIET, C. V. D. *Bewijkveiligheid boortunnels Verificatierapport: langsvoeggedrag op basis van de elasticiteitstheorie*. Delft University of Technologie, 2007.
- [60] WEISS, Š. Rozevírání segmentového ostění tunelů městské podzemní dráhy: Diplomová práce. ČVUT v Praze, 2017.
- [61] WITTKE, W., et al. *Stability Analysis and Design for Mechanized Tunneling*. 1st ed. 2007. ISBN 978-3-7739-1306-7.
- [62] *Zkušenosti z ražeb pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů*. METROSTAV.
<https://www.metrostav.pl/cs/pro-media/83-zkusenosti-z-razeb-pomoci-plnoprofilovych-tunelovacich-stroju;%20podklady%20k%20Ejpovicim> (accessed April 01, 2019).

Seznam příloh:

Všechny přílohy se nacházejí na přiloženém DVD na zadních deskách disertační práce.

Tab. 20: Seznam příloh

Číslo:	Název:	Software:	Popis:
1	Disertacni_prace_-_Jan_Faltynek	MS Word	Textová část disertační práce
2	Disertacni_prace_-_Jan_Faltynek	Adobe Reader	Textová část disertační práce
3	Obrázky_do_textu	AutoCad	Výkres obrázků v textu
4	M_PHI_locked	MS Excel	Aplikace „MxPhi“
5	00_Solver	ATENA 2D	Testovací modely simulace chování podélného spoje
6	01_0,40_I_E30_N5	ATENA 2D	Lineární výpočty ohybového namáhání podélného spoje
7	02_0,40_n_E30_N2_0,20	ATENA 2D	Nelineární výpočet ohybového namáhání podélného spoje
8	03_0,40_n_E30_N3_0,25	ATENA 2D	Nelineární výpočet ohybového namáhání podélného spoje
9	04_0,40_n_E30_N3_0,30	ATENA 2D	Nelineární výpočet ohybového namáhání podélného spoje, vliv výztuže, sledování vývoje trhlin
10	05_0,40_n_E30_N4_0,35	ATENA 2D	Nelineární výpočet ohybového namáhání podélného spoje
11	06_0,40_n_E30_N5_0,40	ATENA 2D	Nelineární výpočet ohybového namáhání podélného spoje
12	VLOZENY PRUT_lin	PLAXIS 2D	Test chování vloženého prutu - lineární
13	VLOZENY PRUT_nelin	PLAXIS 2D	Test chování vloženého prutu - nelineární
14	VLOZENY MATERIAL_lin	PLAXIS 2D	Test chování vloženého materiálu - lineární
15	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_TUHY	PLAXIS 2D	Případ 1
16	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_MW	PLAXIS 2D	Případ 2
17	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB	PLAXIS 2D	Případ 3
18	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_POLO(lin)	PLAXIS 2D	Případ 4
19	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_POLO(nelin)	PLAXIS 2D	Případ 5
20	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_VLOZ	PLAXIS 2D	Případ 6
21	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_TUHY_2D	PLAXIS 2D	Případ 7
22	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_VLOZ_2D	PLAXIS 2D	Případ 8
23	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_VLOZ_FULL-MC_2D	PLAXIS 2D	Plné parametry MC modelu

Seznam příloh

Číslo:	Název:	Software:	Popis:
24	REFERENCNI SKOREPINA	PLAXIS 3D	Testování chování referencční skořepiny
25	REFERENCNI SKOREPINA_deska	PLAXIS 3D	Testování chování referencční skořepiny
26	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_TUHY_3D	PLAXIS 3D	Případ 9
27	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_POLOHA_1_red	PLAXIS 3D	Případ 10
28	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_POLOHA_2_red	PLAXIS 3D	Případ 11
29	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_0.01_red_c	PLAXIS 3D	Případ 12
30	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_1.00_red_c	PLAXIS 3D	Případ 13
31	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_0.25_red_c	PLAXIS 3D	Případ 14
32	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_0.50_red_c	PLAXIS 3D	Případ 15
33	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_0.75_red_c	PLAXIS 3D	Případ 16
34	S_E50_INT_rot_t0,4_a0,3_MC_KLOUB_3 D_1+2_bez int	PLAXIS 3D	Pokusný výpčet bez uvažování kontaktních prvků

Použitý software:

Na vypracování této disertační práce byly použity následující programy a výpočetní software. Vše s použitím studentské licence.

Tab. 21: Použitý software

Číslo:	Název:	Verze:
1	PLAXIS 2D	version 2018
2	PLAXIS 3D	version 2016
3	ATENA 2D	v5
4	Scia Engineer	19.1
5	FIN EC BETON	v19
6	Autodesk AutoCAD	2019
7	Microsoft Word	2016
8	Microsoft Excel	2016

Seznam obrázků:

Obr. 1: Rozdělení podzemních staveb dle technologie výstavby	14
Obr. 2: Pohled do tunelovacího stroje – prodloužení metra V.A v Praze (foto P. Vítek)	15
Obr. 3: Životní cyklus segmentového ostění mechanizovaně řazených podzemních staveb	16
Obr. 4: První český „novodobý“ tunelovací stroj (First Czech TBM – první český tunelovací stroj) (výstavba prodloužení metra V.A v Praze (https://imaterialy.dumabyt.cz/files/files/ZZZ201103/tbm1.jpg)	19
Obr. 5: Historicky první nasazení ražby pod ochranou štítu v Londýně (https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9b/Thames_tunnel_shield.png)	19
Obr. 6: Rozdělení tunelovacích strojů dle DAUB (Tunnelling machines – tunelovací stroje, Tunnel boring machines – razicí stroje, Double shield machines – razicí stroje s dvojitým štítem, Shield machines – štíty, Convertible shield machines – konvertibilní štíty, Open tunnel boring machines – razicí stroje bez štítu, Enlargement tunnel boring machines – rozšiřovací razicí stroje, Tunnel boring machines with shield – razicí stroje se štítem, Shield machines with full-face excavation – štíty s plnoprofilovým pobíráním v čelbě, Shield machines with part-face excavation – štíty s postupným pobíráním v čelbě, Face without support – čelba bez pažení, Face with mechanical support – mechanicky podepřená čelba, Face with compressed air – Podepření čelby stlačeným vzduchem, Face with slurry support – podepření čelby bentonitovou suspenzí, Face with earth pressure support – podepření čelby lubrikovanou zeminou, Without support, with screw conveyor – čelba bez pažení s šnekovým dopravníkem, Face with partial support – částečně pažená čelba) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 6)	21
Obr. 7: Obálky základních dvou knih FIDIC, vlevo tzv. „červená kniha FIDIC“, vpravo „žlutá kniha FIDIC“ (http://aggastudio.com/wp-content/plugins/images-thumbnail-sliderv1/imagestocroll/CO-2%20Yell.jpg)	22
Obr. 8: Odpovědnost za projekt a míra rizika (Client – zákazník (investor), Contractor – dodavatel (zhotovitel), Bid&Build – kontrakt dle červené knihy FIDIC, Desing&Construct – kontrakt dle žluté knihy FIDIC) (Blom, 2002a, s. 4)	23
Obr. 9: Vlevo příklad štítu pro pravoúhlé profily; vpravo tvar štítu pro ražbu například stanic metra (http://www.jimt.co.jp/en/img/product/06/06_02.jpg , http://www.creg-germany.com/content/produkte/tunnel_boring_machines/special_application_tbm/05.jpg)	24
Obr. 10: Metody zajištění čelby proti tlaku horninového masivu a podzemní vody (Slope – svah, Cutting wheel – řezná hlava, Poling plates – podpůrné desky, Pressure bulkhead and air locks – tlaková přepážka s dekompresní komorou, Compressed air – stlačený vzduch, Submerged wall – zanořená stěna, Air bubble – vzduchová bublina, Support slurry – podpůrná bentonitová suspenze, Mixture muck slurry – směs suspenze se zeminou, Earth filling – prostor vyplněný zeminou, Screw conveyor – šnekový dopravník) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 4)	24
Obr. 11: Příklad řezných nástrojů pro tvrdé skalní horniny (https://www.tunneltalk.com/images/East-Side-Access/TBM-cutterheads-dressed-to-resist-abrasive-ware.jpg)	25
Obr. 12: Princip rozrušování horninového masivu valivými dláty (Cutter disc – valivé dláto, Crushed rock zone – porušený horninový masiv, Radia cracks – radiální trhliny, Separated rock chip – oddělený úlomek horniny) (Wittke, a kol., 2007, s. 26, s. 202)	25
Obr. 13: Způsoby rozpojování hornin a možnosti transportu rubaniny z čelby (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 5)	26

- Obr. 14: Celkový pohled na tunelovací stroj (štít EPB spolu se závěsem) použitý při výstavbě tunelu Crossrail v Londýně (<http://www.crossrail.co.uk/construction/tunnelling/meet-our-giant-tunnelling-machines/>) 27
- Obr. 15: Podpora horninového masivu v případě mechanizovaného tunelování (Support pressure – podpora čelby, Radial shield pressure – radiální podpora výrubu v místě štítu, Annular gap grouting pressure – tlak výplňové injektáže) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 25)..... 28
- Obr. 16: Vlevo nepříznivá orientace ploch nespojitosti, vpravo příznivá (Wittke, a kol., 2007, s. 146)..... 28
- Obr. 17: Schéma štítu s mechanicky podepřenou čelbou (Cutterhead – řezná hlava, Overcut – nadvýlom, Shield skin – plášť štítu, Steering gap – mezera nutná pro řízení stroje, Annular gap – prostor za ostěním, Working chamber – pracovní komora, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Lining segment – segmentové ostění, Erector – erektor, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar or gravel – výplňová injektáž nebo štěrk) (Wittke, a kol., 2007, s. 10) 29
- Obr. 18: Vlevo štít s částečnou mechanickou podporou čelby; vpravo řezná hlava s celoplošným mechanickým podepřením (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 27)..... 29
- Obr. 19: Princip podpory čelby stlačeným vzduchem (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Face – čelba, Pressure applied by air – tlak vyvolaný vzduchem, Excess pressure in the crown – přebytek tlaku u koruny tunelu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 28) 30
- Obr. 20: Schéma štítu s čelbou podepřenou suspenzí (Cutterhead – řezná hlava, Submerged wall – zanořená stěna, Pressure chamber – tlaková komora, Compressed air – natlakovaný vzduch, Pressure wall – tlaková přepážka, Slurry – bentonitová suspenze, Erector – erektor, Segment – segment, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Annular gap – prostor za ostěním, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar – výplňová injektáž, Slurry feed and discharge – přívod bentonitové suspenze a odvod bentonitové suspenze s rubaninou) (Wittke, a kol., 2007, s. 17) 31
- Obr. 21: Princip podpory čelby suspenzí (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Earth pressure – zemní tlak, Face – čelba, Pressure applied by support medium – tlak podpůrného média) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 28) 31
- Obr. 22: Rozsah použití štítů s čelbou podepřenou suspenzí v závislosti na křivce zrnitosti (Gradation curve – křivka zrnitosti, Mass fraction of particles – hmotnostní podíl částic, diameter of particle – průměr jednotlivých zrn, Hydrometric analysis – hustoměrná zkouška, Sieve analysis – síťová zkouška, Clay – jíl, Silt – hlína, Sand – písek, Gravel – štěrk, Cobbles – valouny, Fine – jemný, Medium – středně zrnitý, Coarse – hrubý, Not feasible – nevhodné, Separation expensive, adhesion possible – nákladná ražba, vysoká přilnavost, Optimal range of application – optimální rozsah použití, Face support difficult – obtížné zajištění čelby) (Wittke, a kol., 2007, s. 19) 32
- Obr. 23: Schéma štítu s čelbou podepřenou vytěženým materiálem (Cutterhead – řezná hlava, Excavation chamber – pracovní komora, Pressure wall – tlaková přepážka, Earth mud – lubrikovaná zemina, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Annular gap – prostor za ostěním, Screw conveyor – šnekový dopravník, Belt conveyour – pásový dopravník, Segment – segment, Thrust cylinder – štítový lis, Mortar – výplňová injektáž) (Wittke, a kol., 2007, s. 19) 33
- Obr. 24: Princip podpory čelby vytěženou zeminou (Ground level – úroveň povrchu terénu, Groundwater table – hladina podzemní vody, Water pressure – tlak podzemní vody, Earth pressure – zemní tlak, Face – čelba, Pressure of the supporting „earth slurry“ – tlak lubrikované zeminy) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 32) 33

Obr. 25: Rozsah použití štítů s čelbou podepřenou lubrikovanou zeminou (překlad základních pojmů viz Obr. 22, Range – rozsah, Requirements – požadavky, Condition agent – lubrikant, Water – voda, Clay – jíla, Polymer suspension – polymerová suspenze, Tenside foams – tenzidové pěny, High density slurries – vysokohustotní suspenze, High molecular polymer suspensions – vysokomolekulární polymery, Foams with polymer additives – pěny s přísadami polymerů) (Wittke, a kol., 2007, s. 22).....	34
Obr. 26: Příklad tunelovacího stroje umožňující ražbu v otevřeném i uzavřeném módu (čelba může být podepřena suspenzí či lubrikovanou rubaninou) (https://www.herrenknecht.com/typo3temp/pics/VDM_Highres_datenblatt_b1180_06_fa9a04d593.1442322166.jpg).....	34
Obr. 27: Podpora horninového masivu v prostoru štítu (Unsupported area – nezajištěný prostor, Loosening – rozvolnění, Partial leaning of the rock against the shield – částečné opření horninového masivu na plášť štítu, Temporary face – dočasná čelba, Cutterhead – řezná hlava, Shield – štít, Segments – segmenty, Steering gap – mezera pro řízení stroje, Mortar – výplňová injektáž) (Wittke, a kol., 2007, s. 146)	35
Obr. 28: Stanovení šířky mezery mezi ostěním, štítem a hranicí výrubu (Cutterhead – řezná hlava, Shield skin – plášť štítu, Segment – segment, Tail-skin sealing – štítové těsnění, Steering gap – prostor nutný k řízení tunelovacího stroje, Annular gap – mezera za ostěním) (Wittke, a kol., 2007, s. 30).....	36
Obr. 29: Vlevo požadovaná šířka mezery z hlediska průchodu tunelovacího stroje směrovými či výškovými oblouky a vpravo znázornění mezery v stabilních a nestabilních horninách (Steering gap – mezera pro řízení tunelovacího stroje, Stable ground – stabilní horniny, Unstable ground – nestabilní horniny, Open – otevřený, Closed – uzavřený) (Wittke, a kol., 2007, s. 31)	36
Obr. 30: Schematické křivky sedání pro SPB štít a APB štít (Slurry shield – zeminový štít, Compressed air shield with groundwater pressure relief and manual excavation – pneumatický štít s manuálním rozpojováním hornin a snížením hladiny podzemní vody, Settlement due to – sedání kvůli, Ground level – úroveň povrchu terénu, Sand – písek, Ground water relief – hladina podzemní vody, Stred build-up in front of the shield – nárůst napětí před tunelovacím strojem, Excavation of working face – provedení výrubu, Redistribution of soilstructure – redistribuce struktury hornin, Annular gap grouting – provedení výplňové injektáže, Discharge of compressed air – únik (vypuštění) stlačeného vzduchu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 40)	38
Obr. 31: Porovnání ostění mechanizovaně ražených (vlevo) a konvenčních (vpravo) tunelů (Segmental lining – segmentové ostění, Gasket – těsnicí profil, Grout – injektáž, Internal drainage – vnitřní drenáž, Inner lining – sekundární ostění, Shotcrete – stříkaný beton, Waterproofing – těsnění, Invert vault – spodní klenba) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 120); (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 117).....	39
Obr. 32: Příčiny vzniku poruch segmentového ostění (Failure – porucha, Design – návrh, Project execution – realizace projektu, Geological circumstances – geologické poměry, Construction – konstrukce a výroba, Shieldmachine and installation – tunelovací stroj a montáž) (De Waal, 1999, s. 17)	39
Obr. 33: Zainteresované strany při návrhu segmentového ostění (Lining design – návrh ostění, Structural engineer – statik, Concrete – beton, Mechanical engineer – strojní inženýr, TBM – tunelovací stroj, Geotechnical engineer – geotechnik, Soil – zemina) (Blom, 2002a, s. 175)	40
Obr. 34: Vývojový diagram návrhu segmentového ostění (Planning of tunnel project – plánování tunelového projektu, Survey – průzkum, Geology – geologie, Alignment plan – plán trasy tunelu, Profile cross section – příčný řez, Load condition – zatěžovací stavy, Function – funkce, Capacity to be given to tunnel – kapacita tunelu, Inner diameter – vnitřní průměr, Assumption of lining condition – předpoklady základních dimenzí ostění,	

- Specification/code/standard to be used – normy a závazné předpisy k použití, Model to compute member forces – model k výpočtu vnitřních sil, Computation of member forces – výpočet vnitřních sil, Check od safety of lining – kontrola bezpečnosti ostění, Safe and economical – bezpečný a ekonomický, Approval – schválení, Execution of construction works – výroba a montáž ostění, Yes – ano, No – ne) (ITA working group No. 2, 2000, s. 304) 42
- Obr. 35: Kritické příčné řezy, které by měly být prověřeny z hlediska návrhu segmentového ostění (Case – případ, Ground water table – hladina podzemní vody, Surcharge – přetížení povrchu, Tunnel in future – tunel v budoucnu) (ITA working group No. 2, 2000, s. 314) 43
- Obr. 36: Schéma vzájemných vztahů působících na návrh ostění (Program of demands – seznam požadavků, Internal forces and moments due to external loads – vnitřní síly a momenty od vnějšího zatížení, Main reinforcement – hlavní výztuž, Splitting in segment joint – odštípnutí betonu ve spojích mezi segmenty, Geological environment – geologické prostředí, Splitting as a result of thrust jack force – poruchy ostění vlivem sil štítových lisů, Shearing of the circular joint – působení v příčných spojích, Segment design – návrh segmentového ostění) (De Waal, 1999, s. 30) 44
- Obr. 37: Porovnání nákladů na výstavbu v podzemí (Lining – ostění, Construction site – staveniště, Consumables – spotřební náklady, Bentoniet and grout – bentonit a injektáž, Soil discharge – transport rubaniny, Transport and assembly of shield machine – transport a sestavení tunelovacího stroje, Running costs of shield machine – provozní náklady tunelovacího stroje, Progress – postup, Slurry machine – bentonitový štít, Segment – segment, Keystone – závěrný klenák) (De Waal, 1999, s. 25) 45
- Obr. 38: Porovnání nárůstu nákladů na ostění v závislosti na délce tunelu – vlevo vliv průměru ostění; vpravo vliv tloušťky ostění (pro $D = 8,0$ m) (Proportional increase of lining contribution – procentuální nárůst příspěvku ostění do celkových nákladů, Tunnel length – délka tunelu) (De Waal, 1999, s. 26) 45
- Obr. 39: Schematický řez jednoplášťovým a dvouplášťovým ostěním (Single lining – jednoplášťové ostění, Double lining – dvouplášťové ostění, Mortar – výplňová injektáž, Gasket – těsnicí profil, Segment – segment, Sealing – fóliové těsnění, Mixed-in-place concrete – monolitický beton, Mortar or gravel (grouted with cement based suspension if necessary) – výplňová injektáž nebo štěrk (injektovaný pojivy na bázi cementové suspenze, je-li potřeba) (Wittke, a kol., 2007, s. 34) 47
- Obr. 40: Požadavky na jednovrstvé a dvouvrstvé tunelové ostění (Double-layer – dvě vrstvy, Single-layer – jedna vrstva, Outer layer – vnější vrstva, Inner layer – vnitřní vrstva, Temporary – dočasný, Support – podpora, Final lining – definitivní ostění, Ground side – strana k horninovému masivu, Tunnel side – strana dovnitř tunelu) (Maidl, Schmid, a kol., 2008, s. 266) 48
- Obr. 41: Kombinace ostění, hydroizolační funkce a způsob vyztužení pro jednoplášťové a dvouplášťové segmentové ostění (Segments – segmenty, Double-layer construction – dvouplášťová konstrukce, Single-layer construction – jednoplášťová konstrukce, Outer lining: segments with waterproofing (foil) – vnější ostění: segmenty s izolací (fóliovou), Outer lining: segments without waterproofing – vnější ostění: segmenty bez hydroizolace, Sealed segments – těsnící segmentové ostění, Sealed segments (inner)/extruded concrete (outer) – těsnící segmentové ostění (vnitřní)/extrudované ostění (vnější), Unsealed segments (inner)/extruded concrete with waterproofing function (outer) – segmentové ostění bez těsnící funkce (vnitřní)/extrudované ostění s těsnící funkcí (vnější), Inner lining – vnitřní ostění, Waterproof concrete – vodotěsný beton, Reinforced – vyztužený, Unreinforced – nevyztužený, Steel bars – betonářská výztuž, Mesh – síť, Steel fibres – drátky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 121) 49
- Obr. 42: Princip provádění extrudovaného tunelového ostění (Cutting wheel – řezná hlava, Thrust jack – štítový lis, Extruded concrete – extrudovaný beton, Inner formwork – vnitřní

bednění, Concrete mixture – doprava betonové směsi, Bentoniet – bentonit, Bentoniet/soil mixture – odvod bentonitové směsi a rubaniny) (De Waal, 1999, s. 10).....	50
Obr. 43: Detail postupu výstavby extrudovaného tunelového ostění – vlevo nevyztužené; vpravo vyztužené (Pressing jack – přitlačný lis, Shield jack – štítový lis, Internal formwork – vnitřní bednění, Tunnel advance – postup tunelovacího stroje, Extrusion of concrete – extruze betonu, Concrete placement – ukládání betonu, Reinforcement – výztuž) (http://english.shield-method.gr.jp/shield-methods/sm_ecl/)	50
Obr. 44: Příklad uzavřeného (vlevo) a otevřeného (vpravo) systému nakládání s podzemní vodou (Segmental lining – segmentové ostění, Gasket – těsnící profil, Grout – injektáž, Internal drainage – vnitřní drenáž, Waterproofing – hydroizolační vrstva, In-situ concrete inner lining – vnitřní monolitické ostění, Gravel backfill – výplň mezery za ostěním štěrskem, Transverse drainage in segment joint – příčná drenáž ve spoji mezi segmenty, Longitudinal drainage – podélná drenáž, Drainage layer no-fines concrete – drenážní vrstva z mezerovitěho betonu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 120)	51
Obr. 45: Základní terminologie segmentového ostění (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Keystone – závěrný klenák, Longitudinal joint – podélný spoj, Circumferential joint – příčný spoj, Screwing of longitudinal joint – spojovací prvky podélného spoje, Screwing of circumferential joint – spojovací prvky příčného spoje) (Wittke, a kol., 2007, s. 38)	53
Obr. 46: Základní rozdělení betonových segmentových prstenců dle DAUB (Concrete lining segment rings – betonové segmentové ostění, Ring with flat joints – prstenec ostění s přímými příčnými spoji, Ring with staggered ring joints (hexagonal ring or honeycomb ring) – prstenec ostění s nepřímými příčnými spoji (hexagonální ostění), Tapered ring with staggered longitudinal joints – zkosený prstenec ostění s neprůběžnou podélnou spárou, Parallel ring with continuous longitudinal joints – přímé prstence s průběžnou podélnou spárou, Tapered completely rotatable ring (universal ring) – zkosený kompletně otočný prstenec ostění (univerzální prstenec), Tapered completely rotatable ring with key segment in the upper area (left/ring ring) – zkosený kompletně otočný prstenec ostění se závěrným klenákem v horní části ostění (levý/pravý prstenec), Complete ring – kompletní prstenec, Spreading ring without annular gap – rozpínané ostění bez mezery za ostěním, Economical ring with reduced requirements – ekonomický prstenec ostění se sníženými požadavky) (DAUB, 2013, s. 8) ..	54
Obr. 47: Ekonomické tunelové ostění (Economized segment lining) – vnější vrstva tenčí a bez těsnění (Wittke, a kol., 2007, s. 65).....	55
Obr. 48: Orlovski Tunnel v St. Petresburgu (Gruebl, 2012, s. 1)	55
Obr. 49: Nejběžnější materiály používané na výrobu ostění (Lining/support – ostění/podpora, Segmental lining – segmentové ostění, Segments – segmenty, Cast iron – litina, Cast steel – litá ocel, Steel – ocel, Reinforced concrete – vyztužený beton, fibre concrete – vláknobeton, plastic concrete – plastový beton, Insite concrete – monolitický beton, Unreinforced concrete – nevyztužený beton, Extrusion process – extrudovaný beton, Shotcrete – stříkaný beton, Mesh-reinforced – vyztužený sítěmi, Steel fibre-reinforced – vyztužený ocelovými drátky, Plastic fibre-reinforced – vyztužený umělými vlákny) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 5)	57
Obr. 50: Ocelový svařovaný segment (Sealing groove – drážka pro těsnění, Bolt holes – otvory pro šrouby, Dog – výztuha) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 124).....	57
Obr. 51: Příklady příčných řezů litinových tubingů (Corrugated profile – vlnitý profil, Box profile –krabicový profil, Comb profile – hřebenový profil) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 127).....	58
Obr. 52: Příklad spoje dvou litinových tubingů (Chamber – komůrka) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 127)	59

Obr. 53: Příklad segmentu vyztuženého prutovou výztuží (vlevo) a segmentu vyztuženého drátky (vpravo) (DAUB, 2013, s. 31)	60
Obr. 54: Odlamování okrajů segmentu při působení sil štítových lisů (https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2012/3/tunel_3_12-8.pdf)	61
Obr. 55: Příklady drátků a vláken do betonu (http://www.ebeton.cz/pojmy/vlaknobeton)	62
Obr. 56: Závislost mezi délkou drátku a maximální velikostí zrna kameniva (Granisize – zrnitost, Fiber length – délka vlákna) (De Waal, 1999, s. 81)	62
Obr. 57: Nárůst objemu betonové směsi vlivem přidání drátků (Sand packing around fibre – obalení drobného kameniva kolem vlákna, Packing of coarse aggregate – uspořádání hrubého kameniva, Packing of coarse aggregate around fibre – uspořádání hrubého kameniva kolem vlákna) (De Waal, 1999, s. 81)	63
Obr. 58: Vlevo efekt usměrnění drátků při ukládání betonové směsi (Effect of pouring) do formy bednění, vpravo vliv hutnění (Effect of compacting) vnějšími vibrátory (De Waal, 1999, s. 82).....	63
Obr. 59: Uspořádání zkoušky čtyřbodovým ohybem (https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/13029-srovnani-mc-2010-a-csn-73-2452-pri-zatrideni-dratkobetonu-do-pevnostni-tridy).....	63
Obr. 60: Princip vzniku trhliny vlevo v prostém betonu; vpravo porovnání s drátkobetonem (Stress – napětí, Strain – přetvoření, Crack width – šířka trhliny, Elastic zone – pružná oblast, Process zone – procesní zóna, Macro crack – makrotrhlina, Fibre bridging – přemostění trhlín vláken) (De Waal, 1999, s. 91).....	64
Obr. 61: Vlevo pracovní diagram drátkobetonu dle německé směrnice; vpravo pracovní diagram dle výrobce Dramix (De Waal, 1999, s. 93).....	64
Obr. 62: Porovnání interakčního diagramu prostého betonu a drátkobetonu (Bending moment – ohybový moment, Normal force – normálová síla, Compression – tlak, Tension – tah, Plain concrete – prostý beton, Extra capacity SFRC – zvýšení únosnosti vlivem SFRC) (De Waal, 1999, s. 110).....	65
Obr. 63: Evinos Tunnel – způsob řešení vodonepropustnosti tunelového ostění (Gravel fill in annular gap – mezilehlý prostor za ostěním vyplněný štěrkem, Contact grouting of the filled annular gap – výplňová injektáž vyplněného prostoru za ostěním, Systematic consolidation grouting – systematický konsolidační injektáž, Grouting lance – injektážní vrt) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 143)	66
Obr. 64: Příklady teplotních křivek pro podzemní stavby (Temperature increase – nárůst teploty, Time – čas, Curve – křivka, Road tunnels – silniční tunely, Railroad tunnels – železniční tunely) (Wittke, a kol., 2007, s. 72)	67
Obr. 65: Změna tlakové pevnosti betonu po působení požáru (křivka EBA) (Concrete depth – tloušťka betonového průřezu, Area on fire – místo působení požáru, Compressive strength – pevnost betonu) (Wittke, a kol., 2007, s. 76).....	68
Obr. 66: Odprisky betonu bez požární odolnosti (Vapor – pára, Heat – teplo, Vapour barrier – parobariéra, Dehydration – dehydratace, Vapor pressure – tlak páry) (Wittke, a kol., 2007, s. 70).....	68
Obr. 67: Vlevo porovnání segmentu bez vláken a se syntetickými vlákny, vpravo ostění po požáru v Eurotunelu (Wittke, a kol., 2007, s. 77)	69
Obr. 68: Zkouška betonového segmentu na účinky požáru (Area on fire – místo působení požáru, Chamotte wall – šamotová stěna) (Wittke, a kol., 2007, s. 75)	69
Obr. 69: Možné tvary prstenců segmentového ostění (Left – levá, Right – pravá, Keystone – závěrný klenák, Rotable – otočný, Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje) (Wittke, a kol., 2007, s. 40).....	70

Obr. 70: Varianty geometrického uspořádání prstenců ostění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 177).....	70
Obr. 71: Příklad směrového vedení díla při použití jednostranně zkosených prstenců (Excavation dirrection – směr ražby) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 130).....	71
Obr. 72: Příklad skladby segmentů v tunelu v přímé při použití jednostranně zkosených prstenců (Luttikholt, 2007, s. 6)	71
Obr. 73: Příklad sestavení směrového oblouku za použití univerzálního prstence (Ring rotation axis – osa kolem které prstenec rotuje, Rotation cone – rotační kužel, Connector – spojovací prostředek, Deviation – odchylka, Verical – svislý, Horizontal – vodorovný, Straight – rovný, Curved – ve směrovém oblouku) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 178)	72
Obr. 74: Vlevo univerzální prstenec v přímé, vpravo univerzální prstenec v oblouku (http://geo-technical.blogspot.com/2014/05/week-18-tunnelling-tbm-course-ground.html)	72
Obr. 75: Vlevo skladba ostění pouze s jedním univerzálním prstencem; vpravo skladba s levým a pravým univerzálním prstencem (Key segment at the bottom of ring – závěrný klenák ve spodní části prstence ostění, Key segment at the top of ring – závěrný klenák ve vrchní části prstence ostění) (A.F.T.E.S., 1999, s. 8).....	73
Obr. 76: Left-right univerzální prstence (Key segment – závěrný klenák, Ring – prstence ostění, Left rings – levé prstence, Right rings – pravé prstence) (https://www.scsolutions.com/structural/projects/vta-bart-tunnel-liner-study/)	73
Obr. 77: Základní geometrické tvary segmentů ostění (Trapezoidal – lichoběžníkový, Rectangular – obdélníkový, Honeycomb – hexagonální, Rhomboidal – kosodélníkový) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 181).....	74
Obr. 78: Proces instalace závěrného klenáku (Direction of advance – směr postupu (ražby), Key – závěrný klenák, Section – řez) (A.F.T.E.S., 1999, s. 7)	74
Obr. 79: Příklad úzkého klenáku a uspořádání „ $x + 1(1/4)$ “ (https://c1.staticflickr.com/1/141/377565595_260f8b53db_z.jpg?zz=1)	75
Obr. 80: Problém s montáží klenáku při uspořádání „ $x + 0$ “ – řez ostěním	75
Obr. 81: Problém s montáží klenáku při uspořádání „ $x + 0$ “ – rozvinutý vnitřní pohled	75
Obr. 82: Nesymetrické půdorysné zkosení závěrného klenáku	76
Obr. 83: Způsoby uzavření prstence segmentového ostění (Barták, a kol., 2011, s. 113).....	76
Obr. 84: Vlevo klenák zešikmen směrem ven, vpravo klenák zešikmen směrem dovnitř (http://35r8vq1qfmha1cecht1675qy.wpengine.netdna-cdn.com/wp-content/uploads/2017/04/5_SegmentDesign_WTC2016.pdf).....	76
Obr. 85: Proces sestavování prstence ostění z obdélníkových segmentů a závěrného klenáku (K-segment – závěrný klenák, Counter k-segment – segment sousedící se závěrným klenákem) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 181).....	77
Obr. 86: Obdélníkové segmentové ostění s úzkým klenákem a neprůběžnou podélnou spárou „ $x + 1(1/4)$ “ (Keystone – závěrný klenák, Thrust cylinders – štítové lisy, Ring joints – příčné spoje, Longitudinal joints – podélné spoje, Ring bolting – šrouby v příčných spojích, Longitudinal joint bolting – šroub v podélných spojích) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 123).....	77
Obr. 87: Rozložení jednotlivých segmentů zajišťující neprůběžnou podélnou spáru (Cross-section – příčný řez, Longitudinal joint – podélný spoj, Ring joint – příčný spoj) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 130)	78
Obr. 88: Postup sestavování obdélníkových segmentů – rozvinutý vnitřní pohled (Drive direction – směr ražby) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 182)	78

Obr. 89: Příklad uspořádání segmentů s průběžným podélným spojem (Direction of TBM advance – směr ražby, Standard segment – standardní segment, Key segment – závěrný klenák, Counter segment – segment sousedící se závěrným klenákem (A.F.T.E.S., 1999, s. 7)	78
Obr. 90: Obdélníkové kazetové segmentové ostění (Groove for joint gasket – drážka pro segmentové těsnění, Bolt holes – otvory pro šrouby) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 129)	79
Obr. 91: Příklad sestaveného ostění z obdélníkových prvků (Hurt, 2016, s. 9)	79
Obr. 92: Příčný řez EOLE Paris tunelem (Keystone – závěrný klenák, Guide rail – vodící tyč, Groove for guide rail – drážky pro vodící tyč, Opening for plastic dowel – otvory pro kolíky, Plastic dowel – plastový kolík, Rhomboidal segments – rovnoběžníkové segmenty, Trapezoidal invert segment – lichoběžníkový segment spodní klenby) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 127)	80
Obr. 93: Nahoře nedoporučená; dole doporučená sekvence sestavení jednotlivých prstenců (Joints between segments in the same/different position for subsequent ring – spoje mezi segmenty ve stejné/rozdílné poloze v sousedních prstencích) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 200)	80
Obr. 94: Postup sestavování ostění z kosodélníkových segmentů, převráceného lichoběžníkového a závěrného klenáku – rozvinutý vnitřní pohled (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Key type segment – závěrný klenák, Reverse key type segmenty – reverzní segment) (Hurt, 2016, s. 11).....	81
Obr. 95: Postup sestavování ostění z lichoběžníkových segmentů – rozvinutý vnitřní pohled (Direction of TBM advance – směr postupu tunelovacího stroje, Key type segment – závěrný klenák, Reverse key type segmenty – reverzní segment) (Hurt, 2016, s. 10).....	81
Obr. 96: Kosodélníkové ostění – tunel Ejpvovice (http://www.satrap.cz/tunel-ejpvovice/)	81
Obr. 97: Spirálové segmenty, Berlínská podzemní dráha 1965/66 (Steel palte to transfer normal and shear forces – ocelová deska k roznosu normálových a smykových sil, Holes for assembly or grouting – otvory pro sestavení ostění nebo injektáž, Channels for longitudinal bolting – drážky pro podélné spojovací prostředky) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 129)...	82
Obr. 98: Hexagonální segmentové ostění (https://www.okumuragumi.co.jp/en/technology/engineering.html)	82
Obr. 99: Příklad použití hexagonálních segmentů (Advance direction – postup ražby, Top segment – horní segment, Side segment – postranní segment, Invert segment – dolní segment) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 126) (Beil, 2008, s. 24)	83
Obr. 100: Kontinuální postup při použití hexagonálního ostění (Erect – sestavit, Thrust – tlačit) (http://epcdobrasil.com.br/pdf/Segmental_Linings.pdf).....	83
Obr. 101: Kontinuální postup ražeb s pomocí hexagonálního ostění (Shield machine – tunelovací stroj, Thrust jack – štitový lis, Honeycomb segment – šestiúhelníkový segment) (De Waal, 1999, s. 16)	83
Obr. 102: Použití rozpíraného ostění na projektu Eurotunel (Keystone – závěrný klenák) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 128; foto M. Hilar)	85
Obr. 103: Příklad poddajného segmentového ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 131)	86
Obr. 104: Použití expanzivního jílu k umožnění redistribuce napjatosti v případě ražby v tlačivých horninách (Clay – jíl, Thrust cylinder – štitový lis, Tail-skin sealing – štitové těsnění, Segment – segment, Expanded clay – expandovaný jíl, Expanded clay compressed – stlačený expandovaný jíl) (Wittke, a kol., 2007, s. 155)	86
Obr. 105: Vlevo pryžové deformační prvky vyplněné mezerovitým betonem; vpravo Meypo deformační prvek (Yielding grout – poddajná výplňová injektáž, Sealing gasket – těsnící profil,	

Guide rail – vodící tyč, Yielding element with aerated concrete fill – poddajný prvek s pórobetonovou výplní) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 130-131).....	87
Obr. 106: Proces montáže a chování ostění s vloženým ocelovým deformačním prvkem v podélné spáře (Ring assembly – sestavení prstence ostění, Compressible joint insert – poddajná vložka, Expansion against finger shield – rozpínání proti plášti štítu, Finger shield – plášť štítu, Expansion against surrounding ground – rozpínání proti horninovému masivu, Taking up convergence – převzetí konvergencí masivu) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 129).....	87
Obr. 107: Návrh možného deformačního prvku se znovupoužitelnými hydraulickými válci (Detail – detail, Hydraulic cylinder – hydraulický válec, Shear force fixing – prostředek k zachycení smykových sil) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, 132).....	88
Obr. 108: Schéma výměny geotermální energie (REHAU ©2019).....	88
Obr. 109: Příklad armokoše vystrojeného absorpčními trubičkami (REHAU ©2019)	89
Obr. 110: Podélné vystrojení segmentového ostění pro využití geotermální energie (Equipped lining segment – vystrojený segment ostění, Main conduit – hlavní vedení, Embedded pipe systém – ukotvené absorpční trubičky) (Barla, a kol., 2018)	89
Obr. 111: Princip napojení sousedních segmentů ostění (Permanent mechanical joint – trvalý mechanický spoj) (Duncan, a kol., 2014).....	90
Obr. 112: Příčné vystrojení segmentového ostění – a) konfigurace „hornina-vzduch“ b) konfigurace „hornina“ c) konfigurace „vzduch“ (Barla, a kol., 2018)	90
Obr. 113: Vlevo Keiser's method; vpravo Freyssinet's method (Rock – hornina, Grout – injektáž, Grout hole for tension grouting – otvor pro vnesení předpětí injektáží, Hole for rock-grouting – otvor pro injektování horninového masivu, Subgrade concrete – vrstva betonu, Before tensioning – před předpětím, After tensioning – po předpětí, Shield skin – plášť štítu, Concrete block – betonový blok, Key – klenák, Tension jack – hydraulický lis, Grout hole – injektážní otvor, Grouted layer – vrstva injektáže, Wedge – klín, Steel mesh – ocelová síť, Gunit inner coating – vnitřní plášť z mazaniny) (Kaneshiro, Korbin, 2016).....	91
Obr. 114: Finsterwalder's method (Tension bar – předpínací lano, Tension bolts – předpínací šrouby, Joint – spoj, Key – klenák, Asbestos sheet – asbestové roznášecí podložky, Grout holes – injektážní otvory) (Kaneshiro, Korbin, 2016).....	92
Obr. 115: Vlevo „X-kotva“; vpravo kabelové kanálky před betonáží (Nishikawa, 2003) (Kaneshiro, Korbin, 2016).....	92
Obr. 116: Proces výstavby předpjatého segmentového ostění (Assembling segments – sestavení ostění, Inserting prestressing strand – protažení předpínacího lana, Tensioning and fastening – napínání a ukotvení, Grouting and filling up hollows – injektování a vyplňování dutin, Center holed jack – napínací lis, X anchor – X kotva) (Kaneshiro, Korbin, 2016)	92
Obr. 117: Vlevo pomocné tlačné lisy k zajištění bezpečnosti posádky; vpravo proces předpínání segmentového ostění (Nishikawa, 2003).....	93
Obr. 118: 3D schéma kompletně vystrojeného segmentu (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Holes for connectors – otvory pro spojovací prostředky, Holes for the erector – otvory pro uchycení erektoru, Groove for the gasket – drážka pro segmentové těsnění, Groove for the guidance rod – drážka pro vodící tyč) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 184)	94
Obr. 119: Příklad uspořádání spojovacích prostředků v podélných a příčných spojkách mezi segmenty ostění (Cone for centering – kužel pro centrování (uchycení erektorem), Opening for post-grouting – otvor pro dodatečnou injektáž, Longitudinal joint – podélný spoj, Circumferential joint – příčný spoj) (Wittke, a kol., 2007, s. 374).....	95
Obr. 120: Spojení jednotlivých segmentů a) šrouby v ocelových kapsách; b) spojovacími čepy; c) spojovacími šrouby; d) zakřivenými spojovacími tyčemi; e) průběžnými přímými tyčemi (Location of bolts – poloha šroubů) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 142).....	95

Obr. 121: Přímý spoj šrouby (dočasný) přes betonové kapsy (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)	96
Obr. 122: Přímý spoj šrouby (dočasný) přes ocelové pláty (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice, Steel plate – ocelová deska, Connector instert – ocelová vložka) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)	96
Obr. 123: Zakřivený spoj šrouby (dočasný) přes betonové kapsy (Segment being placed – segment který je ukládán do své polohy, Ring erected – již sestavený prstenec ostění, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Curved bolt – zakřivený šroub, Bolt head – hlava šroubu, Nut – matice) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13) (http://www.surecon.in/img/tunnel-bolt-4.jpg)	96
Obr. 124: Přímý spoj šrouby (trvalý) přes betonové kapsy (Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Pocket – kapsa, Washer – podložka, Bolt – šroub, Nut – matice, Threaded rod – závitová tyč) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)	97
Obr. 125: Řez typickým ukloněným šroubovým spojem mezi segmenty – vlevo nově umístěný segment, vpravo již sestavený prstenec (Length of female – délka hmoždinky, Countersink hole – zahluubený otvor, Tollerance between bolt and hole – tolerance mezi šroubem a otvorem, Angle to insert the bolt – úhel pro vložení šroubu, Dimension of the groove to allow the handling of the screw – velikost kapsy pro vložení utahovací pistole) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 185)	97
Obr. 126: Oblé niky v ostění – Singapur (foto P. Hybský)	98
Obr. 127: Příklad spojovacího kolíku s objímkou (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:AND9GcRIV0VUZBFw8RIEAQd1v4gngfdVS4x7X16g7yKE78w7uWU_TVA1)	98
Obr. 128: Řez typickým kolíkovým spojem vlevo bez spojovací matice; vpravo s maticí (Connector without female – spojovací prvek bez hmoždinky, Female in concrete – zabetonovaná hmoždinka) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 186)	99
Obr. 129: Proces instalace ostění spojovaného kolíky (Segment being placed – segment který je ukládán do své polohy, Ring erected – již sestavený prstenec ostění, Back grouting – výplňová injektáž, Excavation – hranice výrubu, Extrados – vnější povrch ostění, Intrados – vnitřní povrch ostění) (A.F.T.E.S., 1999, s. 13)	99
Obr. 130: Použití vodicích tyčí v podélném spoji (Metrostav ©2019)	99
Obr. 131: Vlevo geometrie drážky a spojovací tyče; vpravo modifikovaný zámek v podélném spoji (http://tunnelling-tbmmaster.blogspot.com/2016/05/ ; http://www.ohji-rubber.co.jp/english/aquaquell/segment.gif)	100
Obr. 132: Speciální typ spojovacího prvku tzv. tunnelock (High strength dowel giving self alignment and good shear connection – vysokopevnostní hmoždinka zajišťující vyrovnání a dobré smykové spojení, Movable plastic anchors allow segment to be located when imperfectly aligned – pohyblivé plastové kotvící prvky umožňují upnutí segmentu, i pokud nastanou určité montážní nepřesnosti, Threaded screw connection which allows a push fit – závitová hmoždinka umožňující zasunutí kotevního prvku, Shield ram thrust – směr působení štítových lisů) (https://fpmccann.co.uk/tunnelock)	100
Obr. 133: Centrující kónické otvory pro vakuový systém manipulace se segmenty (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 187)	101
Obr. 134: Otvor pro mechanické uchopení segmentu (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 187) .	101
Obr. 135: Kolmé uspořádání otvorů pro uchycení segmentu (http://www.silnice-zeleznice.cz/PublicFiles/UserFiles/image/SZ/2016/SZ516/800x800_ejp03.jpg)	102

Obr. 136: Rovnoběžné uspořádání otvorů pro uchycení segmentu (https://www.hansebubeforum.de/extern/dienstleister/img684.imageshack.us/img684/9607/finnetunnel20091018erec.jpg)	102
Obr. 137: Příklad mechanického upevnění segmentů (foto P. Vítek)	102
Obr. 138: Vlevo tvary klasických těsnících profilů nahoře; vpravo tvar expanzního těsnícího profilu (Water-expansive parts – vodoexpanzní části, Neutral parts – neutrální části) (A.F.T.E.S., 1999, s. 11)	104
Obr. 139: Dvojitě segmentové těsnění Orlovski tunnel (Gruebl, 2012, s. 8)	104
Obr. 140: Příklad segmentového těsnění (Glued gaskets – lepené těsnící profily, Anchored gaskets – kotvené těsnící profily, Hydrophilic cord integrated – integrované hydrofilní jádro, Co-extrusion with hydrophilic – kombinované těsnění s hydrofilní vrstvou) (https://www.algaher.com/en/tunnels-segment-gaskets).....	105
Obr. 141: Možné uspořádání expanzních těsnících profilů (Direction of advance – směr postupu tunelovacího stroje, Double thickness gasket system – systém dvojité izolace, Single thickness gasket system – systém jednoduché izolace) (A.F.T.E.S., 1999, s. 12)	105
Obr. 142: Proces extruze segmentového těsnícího profilu (https://www.grupoalgaher.com/images/algaher-gaskets.jpg)	105
Obr. 143: Detail výroby rohu těsnění (https://www.algaher.com/en/tunnels-segment-gaskets).....	106
Obr. 144: Chování těsnících profilů v příčných spárách (Contact of the gaskets – kontakt těsnících profilů, Maximum of compression of the gaskets under the action of the thrusting jacks – maximální stlačení těsnění vlivem působení sil štitových lisů, Final condition after releasing of the thrusting jacks – konečný stav při uvolnění sil štitových lisů) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 189)	106
Obr. 145: Příklad charakteristických křivek klasických těsnících profilů vlevo závislost mezi šířkou mezery mezi segmenty a reakcí těsnění; vpravo to samé současně s offsety segmentů (Gap – mezera, Offset – offset, Groove floor – šířka mezi drážkami, Force – síla, Joint opening – šířka mezery mezi segmenty, test pressure – testovací tlak) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 190); (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 141).....	107
Obr. 146: Chování těsnícího profilu při stlačování (Hollow channel – dutina, Incised groove – vyklenutá drážka, Sealing rib – žebro těsnění, width of groove bottom – šířka drážky, groove basic gap – vzdálenost drážek) (Wittke, a kol., 2007, s. 54).....	108
Obr. 147: Stolice na testování „T“ spoje segmentového těsnění (Hurt, 2016, s. 32).....	109
Obr. 148: Příklad testování segmentového těsnění (Wittke, a kol., 2007, s. 56).....	109
Obr. 149: Přídavné těsnění na vnější straně spoje mezi segmenty (http://www.tunnel-online.info/imgs/100837147_45cc7da368.jpg)	109
Obr. 150: Příklad rozměrů testovací drážky pro uložení segmentového těsnění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 191).....	110
Obr. 151: Lepení těsnících profilů na betonové segmenty (foto P. Vítek)	110
Obr. 152: Vkládání těsnění do formy pro bednění segmentů (http://tunnelling-tbmmaster.blogspot.com/2016/05/).....	110
Obr. 153: Špatné ztuhnutí betonu v místě drážky pro těsnění (http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)	111
Obr. 154: Špatné usazení kotveného těsnění do formy bednění (foto P. Vítek)	111
Obr. 155: Poškození těsnění při montáži ostění (https://www.tunnel-online.info/imgs/100839553_Od56036a33.jpg)	112

Obr. 156: Příklad úpravy rohů a okrajů segmentů proti poškození (Vertex – vrchol, Chamfer of at least – zkosení minimálně, Groove for the guidance rod – drážka pro vodicí tyč) (Guglielmetti, a kol., 2007, 192).....	112
Obr. 157: Praktický příklad odskoku v rohu segmentu ostění (Hurt, 2016, s. 62)	112
Obr. 158: Sloučení otvoru pro dodatečnou injektáž s otvorem pro erektor (Inner face – vnitřní povrch, Outer face – vnější povrch) (Metrostav ©2019)	113
Obr. 159: Segment ostění s roznášecími pryžovými tlakovými podložkami (https://www.elastoplastic.com/wp-content/uploads/2016/08/EPC-BarChip-Fibre-Reinforced-Segmental-Lining-Malaga-Rail-10.jpg)	113
Obr. 160: Segment ostění s roznášecími dřevotřískovými tlakovými podložkami (http://www.tunnel-online.info/imgs/100839536_92bbe4d3b4.jpg)	114
Obr. 161: Vlevo příklad prvků pro upevnění vnitřního vybavení tunelu; vpravo detail upevnění z projektu metro Sydney (Holes for fixing permanent equipment – otvory pro upevnění tunelového vybavení, Front elevation – čelní strana, Lifting points – body pro zvedání, Radius – poloměr, Normal thickness varies – nominální proměnná tloušťka, Tapered grout hole – zkosený otvor pro injektáž, Nominal radius varies – proměnný nominální poloměr) (BTS and ICE, 2004, s. 155) (HOCHTIEF ©2019).....	114
Obr. 162: Označování segmentů – vlevo pro montáž prstence; vpravo pro trvalou identifikaci na vnitřním povrchu segmentu (https://www.shaymurtagh.ie/wp-content/gallery/tunnel-segments-gallery-2/36newLarge.jpg ; Metrostav ©2019)	115
Obr. 163: Názvosloví spojů mezi jednotlivými segmenty (Longitudinal (or radial) joint – podélný spoj, Circumferential (or circle) joint – příčný spoj, Segment – segment, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Ring – prstence, Key – závěrný klenák, Bolt pocket – nika pro upevnění spojovacích prostředků, Lifting socket/grout hole – otvor pro manipulaci/injektážní otvor) (Hurt, 2016, s. 4).....	116
Obr. 164: Detail podélné spáry s plochými kontaktními plochami (Flat longitudinal joint – přímý podélný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133).....	117
Obr. 165: Princip přenosu zatížení v podélné spáře s plochými kontaktními plochami (Stress along section A-A – napětí na řezu A-A, Contributing zone – ovlivněná zóna) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133)	118
Obr. 166: Detail podélné spáry s dvěma konvexními kontaktními plochami (Longitudinal joint with convex contact surfaces – podélný spoj s konvexními kontaktními plochami) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 134)	118
Obr. 167: Rozsah použití plochých a konvexních podélných spár (Angle of rotation – úhel rotace ve spoji, Ring compression force – normálová síla v prstenci ostění) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 134)	119
Obr. 168: Detail podélné spáry s konvexní a konkávní kontaktní plochou (Longitudinal joint as hinge – kloubový podélný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 135)	119
Obr. 169: Příklad podélného spoje na pero a drážku (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)	120
Obr. 170: Podélný spoj s vodicí tyčí (Excavation – hranice výrubu, Back grouting – výplňová injektáž, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Waterproofing gasket – těsnicí profil, Guide rod – vodicí tyč) (A.F.T.E.S., 1999, s. 10)	120
Obr. 171: Přenos zatížení štítových lisů do segmentového ostění prostřednictvím roznášecích podložek (Thrust cylinder – štítový lis, Spacers – roznášecí podložky, No coupling at the longitudinal joints – žádné spojení v podélných spojích, Ring joint – příčný spoj, Sufficient distance from sharp corner – dostatečná vzdálenost od ostrého okraje, Virtual column – virtuální sloupec, Longitudinal joint „hinge“ – podélný spoj „kloub“, Trapezoidal segment with direct force introduction – lichoběžníkový segment s přímým vedením síly od štítových lisů) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 136)	121

Obr. 172: Příčný spoj s rovnými kontaktními plochami (Excavation – hranice výrubu, Back grouting – výplňová injektáž, Extrados – vnější povrch, Intrados – vnitřní povrch, Waterproofing gasket – těsnicí profil, Plane contact joint – přímý kontakt ve spoji) (A.F.T.E.S., 1999, s. 9)	121
Obr. 173: Příčný spoj s rovnými kontaktními plochami – spojení pomocí zakřiveného šroubu (flat ring joint – přímý příčný spoj) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137)	122
Obr. 174: Detail spoje na pero a drážku (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)	122
Obr. 175: Příklad segmentu se spoji na pero a drážku (Ring joint seen in groove – drážka v příčném spoji, Longitudinal joint – podélný spoj, Sealing gasket – segmentové těsnění, Rubber bitumen strips – bitumenové pásky, Rubber bitumen or hard fibre pieces – bitumenové nebo dřevotřískové roznášecí podložky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137)	123
Obr. 176: Příklad ostění se spojem na betonový čep (Bolt pocket – nika pro spojovací prostředky, Handle hole – otvor pro uchycení erektoru, Longitudinal joint – podélný spoj, Ring – prstenec ostění, Lateral joint – Příčný spoj, Packing material – roznášecí podložka, Dowel – kolík, Segment – segment) (Blom, 2002a, s. 23)	123
Obr. 177: Příčný spoj s betonovým čepem a objímkou (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 132)	124
Obr. 178: Příčný spoj na čep a objímku (Socekt – objímka, View of socket – pohled na objímku, Pin – čep, View of pin – pohled na čep, Section – řez, Sealing groove – těsnicí profil, Cassette for skewed bolting – nika pro šikmé šroubování, Compression transfer area – oblast pro tlakové roznášecí podložky) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 138)	124
Obr. 179: Příčný spoj konvexní/konkávní (Convex-concave ring joint – konvexní-konkávní příčný spoj, Dowel – hmoždinka, Pin – kolík) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 137) ..	125
Obr. 180: Stanovení vnitřního poloměru segmentového ostění (Segmental lining – segmentové ostění, Annular gap – mezera mezi ostěním a horninovým masivem, Tolerance – tolerance) (Wittke, a kol., 2007, s. 43)	126
Obr. 181: Závislost mezi vnitřním průměrem tunelu a tloušťkou ostění (Lining wall thickness – tloušťka ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění, Final lining – definitivní ostění, Temporary lining – dočasné ostění, Open face TBM – tunelovací stroj bez podpory čelby, Compressed air TBM – pneumatický tunelovací stroj, Slurry pressure TBM – bentonitový tunelovací stroj, Earth pressure TBM – zeminový štít) (A.F.T.E.S., 1999, s. 6) ..	127
Obr. 182: Závislost mezi vnitřním průměrem tunelu a tloušťkou ostění (Lining wall thickness – tloušťka ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 197)	128
Obr. 183: Základné definice veličin pro stanovení konicity univerzálního prstence (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování 2014, 62)	129
Obr. 184: Závislost mezi vnitřním průměrem a počtem segmentů (Number of segments lining – počet segmentů v prstenci ostění, Lining internal diameter – vnitřní průměr ostění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 197)	130
Obr. 185: Schéma uspořádání „x + 0“	131
Obr. 186: Mechanismus pohybu v případě nerovnoměrného podepření při uspořádání „x + 0“	131
Obr. 187: Schéma uspořádání „x + 1(1/2)“ – jeden průběžný spoj	132
Obr. 188: Schéma uspořádání „x + 1(1/2)“ – dva průběžné spoje	132
Obr. 189: Schéma uspořádání „x + 1(1/3)“	132
Obr. 190: Mechanismus porušení v případě použití tří a více tlačných míst na jednom segmentu	132

Obr. 191: Schéma uspořádání „ $x + 1(1/4)$ “	133
Obr. 192: Možná umístění prstence ostění v závislosti na poloze závěrného klenáku (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 199)	133
Obr. 193: Skladebné schéma segmentů tunelu Ejovice (Metrostav ©2019)	134
Obr. 194: Závislost maximálního ohybového momentu (Maximum bending moment) na počtu segmentů a rozložení spojů po obvodu prstence segmentového ostění (Angle of joint position – pozice podélného spoje po obvodu ostění, Diameter – průměr, Subgrade modulus – koeficient ložnosti, Angular joint stiffness – tuhost podélného spoje, Joint - spoj) (Do, 2014, s. 19).....	135
Obr. 195: Porovnání maximálních (vlevo) a minimálních (vpravo) ohybových momentů v závislosti na počtu spojů a tuhosti podélného spoje (Upper value – horní hodnota, Lower value – dolní hodnota, Diameter – průměr, Subgrade modulus – koeficient ložnosti, Angular joint stiffness – tuhost podélného spoje, Joint – spoj) (Do, 2014, s. 19)	135
Obr. 196: Vlevo závislost maximálního ohybového momentu na počtu segmentů v prstenci ostění; vpravo závislost maximálního ohybového momentu na poloze podélného spoje (Maximum bending moment – maximální ohybový moment, Number of joints – počet podélných spojů v prstenci, Angle of reference joint – poloha referenčního podélného spoje, Joint – spoj) (Do, 2014, s. 20).....	136
Obr. 197: Závislost maximálního ohybového momentu a hloubky podzemního díla při určitém počtu segmentů v prstenci ostění (Maximum bending moment – maximální ohybový moment, Joint – spoj, Non-jointed – ostění bez vlivu podélných spojů) (Do, 2014, s. 21) .	136
Obr. 198: Grafy závislosti maximálního ohybového momentu (Max. bending moment) na počtu segmentů (Number of joint) (vlevo) a poloze referenčního podélného spoje (Angle of reference joint) pro koeficient bočního tlaku v klidu = 0,5 (No joint – beze spoje) (Do, 2014, s. 79).....	137
Obr. 199: Znázornění příznivého a nepříznivého uspořádání spojů po obvodu prstence ostění pro koeficienty bočního tlaku v klidu = 0,5; 1,5; 2,0 (Favourable – příznivý, Critical – nepříznivý, X joint lining – prstenec ostění s X podélnými spoji) (Do, 2014, s. 80)	137
Obr. 200: Grafy závislosti maximálního ohybového momentu (Max. bending moment) na počtu segmentů (Number of joint) (vlevo) a poloze referenčního podélného spoje (Angle of reference joint) pro koeficient bočního tlaku v klidu = 1,0 (Do, 2014, s. 81)	137
Obr. 201: Znázornění příznivého a nepříznivého uspořádání spojů po obvodu prstence ostění pro koeficienty bočního tlaku v klidu = 1,0 (Favourable – příznivý, Critical – nepříznivý, X joint lining – prstenec ostění s X podélnými spoji) (Do, 2014, s. 81)	138
Obr. 202.: Zatížení horninového masivu v průběhu tunelování (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 210-211).....	141
Obr. 203: Příklad rozložení nerovnoměrného zatížení působícího na tunelové ostění na složku rovnoměrnou a ovalizační (Blom, 2002b, s. 7)	141
Obr. 204: Vlevo obrázek z tlakové zkoušky betonu; vpravo distribuční křivka tlakové pevnosti betonu (https://imaterialy.dumabyt.cz/obrazek/58e21f3b14d34/uhpc-n1.jpg), (Terzijski, 2005, s. 37).....	143
Obr. 205: Znázornění rozložení náhodných veličin účinku zatížení a odporu konstrukce (Terzijski, 2005, s. 12).....	144
Obr. 206: Rozdělení pravděpodobnosti bezpečnostní rezervy (Terzijski, 2005, s. 12)	144
Obr. 207: Stanovené hodnot proměnných zatížení (Terzijski, 2005, s. 18)	145
Obr. 208: Statické schéma pro posouzení namáhání segmentu při odformování a prvotní manipulaci (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 203).....	150

Obr. 209: Statické schéma působení segmentů ve fázi definitivního uložení (Problem definition – definice problému, Regular stone – běžný segment, Detail – detail, Concrete quality at the time of stacking – kvalita betonu ve chvíli ukládání, Vibration koeficient – dynamický součinitel, Excentricity of a misaligned beam – výstřednost nesprávně podepřeného prvku) (Wittke, a kol., 2007, s. 354)	151
Obr. 210: Působení přítláčných štítových lisů na segmentové ostění (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo).....	151
Obr. 211: Doprovodné vozy tunelovacího stroje (https://g.denik.cz/46/6a/razici-stit-tunel-ejpovice-150123-022_galerie-980.jpg)	152
Obr. 212: Vertikální zatížení – vlevo od MSV; vpravo od tunelovacího stroje (Metrostav ©2019)	152
Obr. 213: Síla, kterou je nutné vyvodit štítovými lisy (Cutterhead – řezná hlava, Slurry or earth mud – bentonitová suspenze nebo lubrikovaná zemina, Extraction chamber – pracovní komora, Force of jack i – síla ve štítovém lisu i, Number of jacks – počet štítových lisů) (Wittke, a kol., 2007, s. 235).....	153
Obr. 214: Závislost obvyklých hodnot síly štítových lisů v závislosti na průměru tubusu ostění (Thrust jack force – síla štítových lisů, Shiled diameter – průměr tunelovacího stroje) (De Waal, 1999, s. 165)	154
Obr. 215: Krouticí moment řezné hlavy (Cutterhead – řezná hlava, Slurry or earth mud – bentonitová suspenze nebo lubrikovaná zemina, Extraction chamber – pracovní komora) (Wittke, a kol., 2007, s. 237).....	154
Obr. 216: Způsob přenosu krouticího momentu (Wittke, a kol., 2007, s. 280)	155
Obr. 217: Rozdělená řezná hlava kvůli redukci krouticího momentu (https://www.herrenknecht.com/uploads/pics/S300_Bewegung_Ret_02_590x393_01.1364287553.jpg).....	155
Obr. 218: Dva štítové lisy působící na jednu zatěžovací desku (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 55)	155
Obr. 219: Vlevo nezávislé uspořádání štítových lisů (Jeden tlačný píst štítových lisů na jednu roznášecí desku); vpravo uspořádání ve dvojicích (dva píсты na jednu roznášecí desku) (Independant thrust jack – nezávislý štítový lis, Thrust jack couples – dvojice štítových lisů, Segment joint – podélný spoj, Tunnel lining – tunelové ostění) (De Waal, 1999, s. 122)....	156
Obr. 220: Příklad dispozice rozložení štítových lisů a podélných spár (foto P. Vítek).....	156
Obr. 221: Příklady konfigurací štítových lisů Německá (nahore), Francouzská (dole) (Fabozzi, 2017, s. 49)	157
Obr. 222: Průběh napětí při zatěžování segmentového ostění tlakem štítových lisů vlevo Francouzská sestava; vpravo Německá sestava (French – francouzský, German – německý, Tension – tahové namáhání, Compression – tlakové namáhání) (Fabozzi, 2017, s. 50).....	157
Obr. 223: Vlevo trajektorie hlavních napětí, uprostřed rozdělení trhlin při namáhání segmentového ostění silami štítových lisů – Německé uspořádání (Tensile stress spots – směry tahového napětí, Compressive stress spots – směry tlakového napětí, Main compressive and tensile stress spots – místa hlavních tlakových a tahových napětí, Expected spots and direction of cracks due to jack forces – předpokládaná místa a směry trhlin způsobených silami štítových lisů) (Blom, 2002a, s. 173)	158
Obr. 224: Princip vzniku tzv. bursting stresses (Disturbance lenght – délka ovlivnění, Compression trajectories – tlakové trajektorie, Comression – tlak, Tension – tah) (De Waal, 1999, s. 123)	158
Obr. 225: Možné poškození ostění vlivem nerovnoměrného podepření prstence v příčném spoji (Fabozzi, 2017, s. 57).....	159

Obr. 226: Nerovnoměrné zatížení tunelovacího stroje vlivem rozdílných geologických vlastností (Soil – zemina, Rock mass – horninový masiv, No contact – bez kontaktu, Disc – valivé dláto, Earth mud – rubanina) (Wittke, a kol., 2007, s. 153)	159
Obr. 227: Nerovnoměrné zatížení od štítových lisů (vlevo velikost přitlačných sil The Boltek Railway Tunnel) (Key segment – závěrný klenák, Maximum centric load – maximální centrické zatížení, Asymetric load (largest load gradient) – asymetrické zatížení (největší gradient zatížení) (Blom, 2002, s. 114) (De Waal, 1999, s. 127).....	159
Obr. 228: Možné excentricity v působení sil štítových lisů (Shield – štít, Tail – ocasní část pláště štítu, Grout – výplňová injektáž, Thrust jack – štítový lis, Eccentricity – excentricita, Reduced contact surface of the thrust jack plate as a result of segment rotations during installation – redukována kontaktní zóna roznášecí desky štítového lisu díky deformacím ostění v průběhu montáže) (De Waal, 1999, s. 129).....	160
Obr. 229: Injektážní tlak v případě ražby v zeminách (Ground surface – povrch terénu) (Wittke, a kol., 2007, 233-244, s. 294)	160
Obr. 230: Schéma zatěžování segmentového ostění injektážním tlakem (Lining – ostění, Grout – výplňová injektáž, Beam – prut, Liquid grout – tekutá výplňová injektáž, Force loading – nárůst zatížení, Hardened grout – ztuhlá výplňová injektáž, Beam on elastic foundation – prut na pružných podporách, Loading proportional to vertical displacement – zatížení odpovídající deformacím ostění) (Fabozzi, 2017, s. 51)	161
Obr. 231: Zatížení ostění injektážním tlakem (se zavedením vlivu tření a toku injektážní směsi jako tangenciální reakce) (Soil – zemina, Lining – ostění, Grouting – výplňová injektáž, Modeled rings – modelované prstence ostění, Half ring – půlprstenec, Assumed vertical free translation – předpoklad volné svislé deformace, Stiffness distribution of the fictitious radial top support on upper half of the lining – rozložení tuhosti fiktivních radiálních podpor horní poloviny ostění, Dead weight lining – vlastní tíha ostění, Tangential plastic yield stress of grout – Tangenciální plastický odpor výplňové injektáže, Grout pressure as load – zatížení injektážním tlakem jako spojitě radiální zatížení) (Blom, 2002a, s. 73).....	161
Obr. 232: Zavedení podepření v případě zatížení injektážním tlakem (Blom, 2002a, s. 122)	162
Obr. 233: Rozvolněná hornina tlačící na tunelové ostění dle Terzaghiho teorie (Ground surface – povrch terénu, Zone of acting – zóna působení, Legend – legenda, Tunnel width – šířka tunelu, Tunnel height – výška tunelu, Arching zone width – šířka horninové klenby, Arching zone height – výška horninové klenby, Tunnel overburden depth – výška nadloží) (ITA working group No. 2, 2000, s. 310).....	163
Obr. 234: Svislé deformace masivu při 3D simulování ražeb pomocí EPB štítu (PLAXIS tutorial lesson 5)	164
Obr. 235: Fenner-Pacherova křivka (Barták, a kol., 2011, s. 87).....	164
Obr. 236: Výpočetní kroky ke stanovení zatížení horninovým masivem (Computation step – výpočtový krok, Primary state – stav primární napjatosti, Preceding stress relief by reducing the modulus of deformation, elastic stress-strain behavior – uvolnění napětí snížením deformačního modulu, pružné napjatostně-deformační chování, Stress relief factor – míra snížení napětí, Excavation of the tunnel and instalation of the segmental lining, elastic-viscoplastic stress-strain behavior – provedení výrubu a montáž segmentového ostění, elasto-viskoplastické napjatostně-deformační chování) (Wittke, a kol., 2007, s. 325)	165
Obr. 237: Výpočetní kroky při metodě exkavace.....	166
Obr. 238: Příklad stanovení průběhu elastických deformací na základě 3D výpočtu (Tunnel – tunel, Temporary face – čelba, Length of the shield – délka pláště štítu) (Wittke, a kol., 2007, s. 326).....	166

Obr. 239: Fenner-Pacherova křivka pro základní tunelovací metody (Barták, a kol., 2011, s. 89).....	166
Obr. 240: Příklad zatížení ostění klínem horniny (tzv. wedge loading) (Exceptional – mimořádný, Typical – typický (charakteristický)) (HOCHTIEF ©2019).....	167
Obr. 241: Zatížení ostění vodním tlakem (Application of water pressure on the segment lining (rock mass beneath the groundwater table subjected to uplift) – zavedení tlaku podzemní vody na segmentové ostění (horninový masiv pod hladinou podzemní vody vystavený vztlaku)) (Wittke, a kol., 2007, s. 325).....	167
Obr. 242: Zavedení zatížení teplotou do numerického modelu (Initial state – počáteční stav, Loading due to temperature changes – zatížení vlivem teplotních změn, Rock mass – horninový masiv, Elastic – pružný, Segmental lining – segmentové ostění, No tensile bond between lining and rock mass – vyloučené tahové působení mezi ostěním a horninovým masivem) (Wittke, a kol., 2007, s. 336).....	168
Obr. 243: Zatížení ostění dopravou v tunelu (ITA working group No. 2, 2000, s. 309-311). 169	
Obr. 244: Zatěžovací stavy segmentového ostění dopravou v tunelu (metro) (Track slab – pevná jízdní dráha, Train induced pressure – sání vyvolané vlakem, Train load – zatížení vlakem) (HOCHTIEF ©2019).....	169
Obr. 245: Deformovaný tvar segmentového ostění (zkresleno) (DAUB, 2013, s. 23).....	170
Obr. 246: Uspořádání experimentu ke stanovení normálové tuhosti tlakových podložek (Packer – tlaková podložka, Concrete cubes – betonové kostky, Normal load – normálové zatížení, Displacement transducer – snímač posunů) (Do, 2014, 28).....	170
Obr. 247: Normálové pracovní diagramy různých materiálů používaných pro roznášecí tlakové podložky (Normal stress – normálové napětí, Strain – přetvoření) (Do, 2014, s. 29).....	171
Obr. 248: Vlevo nahoře závislost normálové tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo nahoře závislost na poměrné normálové síle; dole závislost mezi poměrnou vodorovnou a svislou deformací ostění (Axial stiffness ratio – poměr normálové tuhosti spoje, Bending moment ratio – poměr ohybových momentů, Positive bending moment – kladný ohybový moment, Negative bending moment – záporný ohybový moment, Normal force ratio – poměr normálových sil, Diameter change ratio – poměr radiálních deformací, Horizontal diameter – vodorovný průměr, Vertical diameter – svislý průměr, Initial tunnel – nedeformovaný tvar, Deformed tunnel – deformovaný tunel) (Do, 2014, s. 84) .	171
Obr. 249: Uspořádání experimentu ke stanovení smykové tuhosti spoje mezi segmenty (Displacement sensor – snímač deformací) (Do, 2014, 29).....	172
Obr. 250: Pracovní diagram gumového (vlevo) a bitumenového (vpravo) pásu ve smyku v kombinaci s tlakovým zatížením (Tangential stress – smykové napětí, Displacement – posunutí) (Do, 2014, s. 30).....	172
Obr. 251: Pracovní diagram přímého kontaktu beton-beton ve smyku v kombinaci s tlakovým zatížením (Tangential stress – smykové napětí, Displacement – posunutí) (Do, 2014, s. 30).....	172
Obr. 252: Vlevo efekt smykového zámku; vpravo a uprostřed základní mechanismy porušení při zkoušení spoje s vloženými roznášecími deskami (Fabozzi, 2017, s. 10).....	173
Obr. 253: Průběh smykové zkoušky – a) překližka, b) přímý styk beton-beton, c) polyuretan, d) polyetylen (Shear force – smyková síla, Shearing deformation – smyková deformace) (De Waal, 1999, s. 75).....	173
Obr. 254: Stanovení součinitele tření pro materiály roznášecích desek (Shear stress – smykové napětí, Normal stress – normálové napětí, Concrete – beton, Plywood – překližka) (De Waal, 1999, s. 75).....	174

Obr. 255: Experimentálně získané výsledky smykového zatěžování podélného spoje s vloženými dřevotřískovými roznášecími destičkami (Horizontal force – vodorovná síla, Deformation – deformace, Bi-linear relation – bilineární závislost) (Luttikholt, 2007, s. 23)	174
Obr. 256: Příklad chování příčného spoje s betonovým čepem a roznášecími bitumenovými pásy (Coupling force – vzájemná síla mezi sousedními prstenci, Relative displacement of ring joint – relativní posun v příčném spoji, Slip – prokluz, Deformation of the Kaubit strip – přetváření kaubitové podložky, Concrete contact – kontakt beton-beton) (DAUB, 2013, s. 26)	175
Obr. 257: Vlevo nahoře závislost smykové tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo nahoře závislost na poměrné normálové síle; dole závislost mezi poměrnou vodorovnou a svislou deformací ostění (Radial stiffness ratio – poměr radiální tuhosti podélného spoje, Direct contact – přímý kontakt, Rubber – guma, Bitumen – bitumen, překlad ostatních pojmů viz Obr. 248) (Do, 2014, s. 85)	175
Obr. 258: Porovnání experimentu a teoretického modelu dle Janssena (Moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Jack – lis, Concrete segment – betonový blok) (Fabozzi, 2017, s. 29).....	176
Obr. 259: Počáteční tuhost podélného spoje v závislosti na normálové síle (Rot. stiffness – rotační tuhost, Normal force – normálová síla, Positive bending – kladný ohybový moment, Negative bending – záporný ohybový moment) (Luttikholt, 2007, s. 17)	177
Obr. 260: Vlevo závislost poměrné rotační tuhosti spoje a poměrného ohybového momentu; vpravo závislost na poměrné normálové síle (Rotational stiffness ratio – poměr rotační tuhosti spoje, Bending moment ratio – poměr ohybových momentů, Positive bending moment – kladný ohybový moment, Negative bending moment – záporný ohybový moment, Normal force ratio – poměr normálových sil) (Do, 2014, s. 82)	177
Obr. 261: Závislost mezi vodorovnou a svislou změnou deformace ostění vztahené k poměru rotační tuhosti podélného spoje (Rotational stiffness ratio – poměr rotační tuhosti spoje, Diameter change ratio – poměr radiálních deformací, Horizontal diameter – vodorovný průměr, Vertical diameter – svislý průměr, Initial tunnel – nedeformovaný tvar, Deformed tunnel – deformovaný tunel) (Do, 2014, s. 82).....	178
Obr. 262: Typy posuzovaných spojení (Flat joint – přímý spoj, Flat joint with decrease joint area – přímý spoj s redukovanou šířkou kontaktní plochy, Convex joint type I/II – typ konvexního spoje I/II, Dowel & socket joint (type I) – spoj na pero a drážku (typ I), Joint height – výška spoje, Joint thickness – tloušťka spoje, Dowel & socket joint (type II) – spoj na čep a objímku, Bolted joint – šroubovaný spoj) (Fabozzi, 2017, s. 36)	178
Obr. 263: Porovnání odlišného chování různých podélných spojů (Bending moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Flat joint – přímý spoj, Convex joint type I – typ konvexního spoje I, Dowel & socket joint (type I) – spoj na pero a drážku (typ I), Dowel & socket joint (type II) – spoj na čep a objímku) (Fabozzi, 2017, s. 37)	179
Obr. 264: Napětí od ohybu při různé tloušťce styčné plochy mezi segmenty (Fabozzi, 2017, s. 37)	179
Obr. 265: Pracovní diagram přímého podélného spoje pro rozdílnou šířku styčné plochy (Bending moment – ohybový moment, Rotation – pootočení, Flat-height – šířka kontaktní plochy spoje, Convex-type II – typ konvexního spoje II) (Fabozzi, 2017, s. 36)	179
Obr. 266: Zatěžovací schéma pro studium chování podélného spoje (Top beam – vrchní nosník zatěžovací stolice, Column – sloup, Bottom beam – spodní nosník zatěžovací stolice, Lateral jack – vodorovný lis, Vertical jack – svislý lis, Distribution beam – roznášecí nosník, Cylindrical hinge – válcový kloub, Roller – posuvná podpora, Joint – spoj, Segment – segment) (Fabozzi, 2017, s. 10).....	180

Obr. 267: Závislost mezi úhlem natočení a ohybovým momentem (vlevo tah vnitřních vláken, vpravo tah vnějších vláken) (Bending moment – ohybový moment, Rotation angle – úhel pootočení, Bolt beginning to be stressed – spojovací prvky začínají být namáhány, Bolt yielding – šrouby na mezi kluzu, Concrete outer edge contact – kontakt vnějšího okraje sousedních segmentů, Concrete outer edge crushing – porušení vnějšího okraje sousedních segmentů, Bolt falling by tension – porušení šroubů tahem, Cracks developing in the compression zone – rozvoj trhlin v tlačené oblasti, The continuous development of cracks – plynulý rozvoj trhlin, Concrete inner edge compressed – kontakt vnitřního okraje sousedních segmentů, Concrete inner edge crushing – porušení vnitřního okraje sousedních segmentů) (Fabozzi, 2017, s. 14)	180
Obr. 268: Porovnání průběhu ohybového momentu bez a s uvažováním redukované rotační tuhosti dle tažených vláken ohybového momentu (Bending moment – ohybový moment, Angle measured in counter-clockwise with respect to right spring-line – úhel měřený proti směru hodinových ručiček od vrcholu klenby, Different – rozdílný, Same – stejný) (Do, 2014, s. 87)	181
Obr. 269: Schéma experimentu vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců (Segment – segment, Circumferential joint – příčný spoj, Longitudinal bolts – podélné šrouby, Annular bolt – šroub ve směru prstence ostění) (Fabozzi, 2017, s. 15)	181
Obr. 270: Experiment vzájemného spolupůsobení sousedních prstenců – závislost ohybového momentu a natočení prostředního prstence) (Bending moment – ohybový moment, The rotation angle of longitudinal joint – úhel pootočení podélného spoje, Three-ring compression-bending test – ohybové a tlakové namáhání třech prstenců ostění, Single-ring compression-bending test – ohybové a tlakové namáhání jednoho prstence ostění, circumferential bolts begin to carry load – šrouby v příčném spoji začínají přenášet zatížení, Longitudinal bolts begin to carry load – šrouby v podélném spoji začínají přenášet zatížení, Tension cracks appear on intrados – tahové trhliny se objevují na vnitřním povrchu, Shear cracks appear on intrados – smykové trhliny se objevují na vnitřním povrchu, Compressive shear cracks appear on extrados – smykové trhliny se objevují na vnějším tlačném povrchu, Compressive failure appear on extrados – tlakové porušení vnějšího povrchu, Concrete on the extrados begin to contact with each other – kontakt betonových prvků u vnějšího povrchu, Cracks appear on the concrete under compression – trhliny se objevují v tlačené oblasti, Concrete on external edge is crushed – beton na vnějším okraji je porušený) (Fabozzi, 2017, s. 16)	182
Obr. 271: Závislost maximálního a minimálního ohybového momentu na počtu segmentů a míře vzájemného spolupůsobení mezi sousedními prstenci ostění (Maximum moment – maximální ohybový moment, Minimum moment – minimální ohybový moment, Number of segments – počet segmentů, Fully noc. – tuhé spojení, Spring con. – spojení pružinami, Loose – volné spojení) (De Waal, 1999, s. 54)	182
Obr. 272: Teoretické natočení segmentu v podélném spoji (rozvinutý pohled na ostění) – nahoře obdélníkové segmenty; dole – kosodélníkové segmenty	183
Obr. 273: Vlevo schéma zatěžovací zkoušky; vpravo závislost ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje (Bending moment – ohybový moment, Angle of rotation of joint – úhel natočení spoje, Theoretical formula – teoretické vzorce, Values converted from vertical displacement – hodnoty odvozené od svislé deformace, Gauge – snímač) (Nishikawa, 2003)	183
Obr. 274: Mechanismus vzniku smykových sil v příčném spoji (Girder behaviour – nosníkové chování ostění, Ring behaviour – prstencové chování ostění, Radial – radiální, Tangential – tangenciální) (De Waal, 1999, s. 72)	184

Obr. 275: Princip přenosu ohybových momentů na segmentovém ostění prostřednictvím vzájemného spolupůsobení sousedních segmentů ostění (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 214)	184
Obr. 276: Velkoformátový test tří prstenců ostění – vlevo celkový pohled na zatěžovací stolic; vpravo vystrojení senzory v okolí závěrného klenáku (Luttikholt, 2007, s. 31, s. 35).....	185
Obr. 277: Vlevo deformace od zatěžování třech prstenců vysokou osovou (podélnou) silou, vpravo nízkou hodnotou osové síly (číslování prstenců odspodu) (Deformed ring – deformovaný prstenec ostění, Undeformed ring – nedeformovaný prstenec ostění) (Luttikholt, 2007, s. 42)	185
Obr. 278: Deformace prstence (2) při pokusu s vysokou hodnotou osové síly (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Ovalisation deformation – radiální deformace, Joint rotations – pootočení v podélných spojích, Segment curvatures – přetvoření segmentu, Cracks – trhliny, Ring 2 – prstenec 2, Def. based on joint rotations – deformace rotací v podélných spojích, Def. based on joint and segment rotations – deformace vlivem rotací v podélných spojích a přetvořením vlastních segmentů, Def. based on radial measurement equipment – deformace vyhodnocené z měřicího zařízení) (Luttikholt, 2007, s. 46)	186
Obr. 279: Rozložení trhlin od experimentu s vysokým zatížením osovou silou (Cracks on inside lining – trhliny na vnitřní straně ostění, Cracks on outside lining – trhliny na vnější straně ostění) (Luttikholt, 2007, s. 95)	186
Obr. 280: Deformace prstence (2) při pokusu s nízkou hodnotou osové síly (překlad pojmů viz Obr. 279) (Luttikholt, 2007, s. 48)	186
Obr. 281: Míra přenosu radiálního zatížení mezi sousedními prstenci ostění (Ovalisation load/loading – ovalizační zatížení, Top ring – horní prstenec ostění, Middle ring – prostřední prstenec ostění, Bottom ring – spodní prstenec ostění) (Blom, 2002a, s. 106)	187
Obr. 282: Testovaná konfigurace segmentového ostění (Fabozzi, 2017, s. 19)	187
Obr. 283: Deformace prostředního prstence ostění (Before loading – nedeformovaný tvar, Straight-jointed ring – průběžná podélná spára, Stagger-jointed ring – neprůběžná podélná spára, Uniform ring – souvislý prstenec ostění (bez vlivu spojů)) (Fabozzi, 2017, s. 20).....	187
Obr. 284: Srovnání výsledků výpočtů pro různá geometrická uspořádání segmentového ostění – radiální deformace w , ohybový moment M , normálová síla N (Do, 2014, s. 24) ..	188
Obr. 285: Porovnání chování oddělených (vlevo) a spolupůsobících (uprostřed) prstenců ostění; vpravo posuzované konfigurace ostění (System – konfigurace, Ring – prstenec) (Klappers, a kol., 2006)	188
Obr. 286: Uspořádání segmentů v tunelovém ostění pro detailní analýzu vlivu spojů na namáhání ostění (Model – model, Ring – prstenec ostění) (Do, 2014, s. 130).....	189
Obr. 287: Vlevo průběh normálové síly; vpravo ohybového momentu po obvodu ostění pro různá uspořádání segmentů v prstenci (Normal force – normálová síla, Bending moment – ohybový moment, Angle – úhel, Degree – stupeň, Model – model) (Do, 2014, s. 144)	191
Obr. 288: Vlevo průběh poklesové kotliny; vpravo radiální deformace ostění pro různá uspořádání segmentů v prstenci (Surface settlement – sedání povrchu, Normal displacement – radiální deformace, Angle – úhel, Degree – stupeň) (Do, 2014, s. 144)	191
Obr. 289: Deformovaný tvar a hodnoty ohybových momentů (Circumferential bending moment) pro spolupůsobící sousední prstence (vlevo) a izolované prstence (vpravo) (Arnau a Molins, 2012)	191
Obr. 290: Porovnání ohybového namáhání izolovaného prstence se spolupůsobícími prstenci ostění (Negative bending moment – záporný ohybový moment, Tunnel crown – koruna tunelu, Possitive bending moment – kladný ohybový moment, Tunnel haunches – boky tunelu, Coupled – spojené, Isolated – izolované, Moment units – jednotky ohybového momentu) (Arnau a Molins, 2012)	192

Obr. 291: Reakce izolovaného prstence ostění na lokální zatížení a) reakce horninového masivu; b) deformace ostění (Ground reaction zone – oblast působení horninového masivu) (Arnau a Molins, 2012)	192
Obr. 292: Vliv nerovnoměrné složky působícího zatížení (hodnota K_0), tuhosti okolního prostředí (Ground stiffness) a velikosti podélné síly (hodnota N) na ohybový moment ve vrcholu klenby (vlevo) a deformace ostění (vpravo) v porovnání s izolovaným prstencem ostění (Increase of crown bending moment – nárůst ohybového momentu ve vrcholu klenby, Reduction of vertical ovalization – snížení svislé deformace ostění) (Arnau a Molins, 2012)	193
Obr. 293: Způsoby stanovení namáhání segmentového ostění – ilustrativní obrázek (ITA working group No. 2, 2000, s. 317)	195
Obr. 294: Zatížení působící na segmentové ostění uvažované pro Elastic Equations Method (Surcharge – přetížení povrchu, Water pressure – vodní tlak, Earth pressure – zemní tlak, Ground reaction – reakce horninového masivu, Vertical load – svislé zatížení, Self weight – vlastní tíha) (ITA working group No. 2, 2000, s. 312)	196
Obr. 295: Vzorce pro výpočet účinků zatížení pro Elastic Equations Method (Loads – zatížení, Beam bending moment – ohybový moment na prutu, Lining ring hoop force – normálová síla v prstenci ostění, Vertical earth pressure and water pressure – svislý vodní a zemní tlak, Lateral earth pressure and water pressure (rectangle part) – vodorovný vodní a zemní tlak (obdélníková část), Lateral earth pressure and water pressure (triangle part) – vodorovný vodní a zemní tlak (trojúhelníková část), Horizontal earth resistance – vodorovný zemní odpor, Lining unit weight – jednotková tíha ostění) (ITA working group No. 2, 2000, s. 316)	196
Obr. 296: Prutový model tunelového ostění s předem určeným zatížením (Load assumption – předpokládané zatížení, Radial spring element (modulus of subgrade reaction) – radiální pružný prvek podepření (koeficient ložnosti)) (Wittke, a kol., 2007, s. 136)	197
Obr. 297: Vlevo model pro tunel s nízkým nadložím; vpravo model pro hluboce uložený tunel (Crown reduction – redukce podpory v koruně tunelu, Continuous supported ring – souvisle podepřený prstenec ostění) (De Waal, 1999, s. 39)	198
Obr. 298: Typy prutových modelů segmentového ostění (Uniform rigidity ring – rovnoměrně tuhý prstenec ostění, Multi-hinge ring – prstenec s netuhými klouby, Beam-spring – model s pruty a pružinami, Rotation spring – rotační pružina, Rigid member – tuhý prvek, Shear spring – smyková pružina) (Fabozzi, 2017, s. 23)	198
Obr. 299: Vlevo 2D numerický model pro posouzení trvalých zatížení; vpravo výsledky 3D výpočtu detailu podélného spoje (ilustrativní obrázky) (Wittke, a kol., 2007, s. 316) (Luttikholt, 2007, s. 17)	200
Obr. 300: Diskretizace kontinua pomocí sítě konečných prvků (Finite element – konečný prvek, Intermediate nodal point – mezilehlý uzel, Nodal point – uzel sítě, Computation section – řešená oblast, Detail – detail, Longitudinal joints – podélné spoje, Segment lining – segmentové ostění, Screw – šroub, Gasket – těsnicí profil) (Wittke, a kol., 2007, s. 121) ..	201
Obr. 301: Doporučený rozsah výpočetního modelu v izotropním prostředí (Plane of symmetry – rovina symetrie, Ground surface – povrch terénu, Computation section – řešená oblast) (Wittke, a kol., 2007, s. 123)	202
Obr. 302: Určení velikosti numerického modelu na základě orientace primárních napětí – vlevo dominantní svislé napětí, vpravo vodorovné hlavní napětí (Plane of symmetry – rovina symetrie, Computation section – řešená oblast, Unloaded area – odtížená oblast, Loaded area – přetížená oblast) (Wittke, a kol., 2007, s. 124)	203
Obr. 303: Zvětšení rozsahu numerického modelu vlevo na základě anizotropického chování horninového masivu, vpravo na základě výskytu poruchové zóny (Stress trajectories – směr	

hlavního napětí, Schistosity – foliace (vrstevnatost), Plastic zone – plastická oblast, Fault zone – oblast poruchy) (Wittke, a kol., 2007, s. 124)	203
Obr. 304: Okrajové podmínky pro izotropní prostředí (Symbols for displacement boundary conditions – symboly pro znázornění okrajových podmínek, Fixed – bráněno, Direction – směr, All node fixed in y direction – všem uzlům bráněno deformaci ve směru osy y, Weight of overburden – tíha nadloží, Equivalent nodal forces – ekvivalentní uzlové síly, Plane of symmetry – rovina symetrie, Anchor – kotva, Uplift force – vztlačková síla, Seepage force – proudový tlak) (Wittke, a kol., 2007, s. 127).....	204
Obr. 305: Okrajové podmínky pro úlohu prodění v izotropním prostředí (Neumann boundary condition – Neumanova okrajová podmínka, Flow hydrograph – hydrograf proudění, Impermeable boundaries – nepropustné okrajové podmínky, Dirichlet boundary conditions – Dirichletova okrajová podmínka, Equipotential surface – ekvipotenciální plocha, Free or phreatic surface – volná hladina, Seepage surface – povrch, kde voda prosakuje) (Wittke, a kol., 2007, s. 130)	205
Obr. 306: Schematický podélný řez znázorňující modelování výrubu na šíři jednoho prstence (Front advancement – směr ražby, TBM skin + conicity – plášť štítu + konicita, Front pressure – podpůrný tlak čelby, Grout pressure – injektážní tlak, Jacking thrust – tlak štítových lisů) (Fabozzi, 2017, s. 84).....	205
Obr. 307: Způsob zavedení tuhnutí injektážní hmoty do numerického modelu (Front advancement – směr ražby, Concrete lining – betonové ostění, Fresh grout – čerstvá injektážní hmota, Plastic grout – plastická injektážní hmota, Hardened grout – vytvrdlá injektážní hmota) (Fabozzi, 2017, s. 85).....	206
Obr. 308: Průběh normálové síly (vlevo) a ohybového momentu (vpravo) na referenčním prstenci při postupně vzdalující se čelbě (Normal force – normálové síla, Bending moment – ohybový moment, Angle – úhel, Degree – stupeň) (Do, 2014, s. 139)	207
Obr. 309: Redukční faktor pro opravu ohybové tuhosti při modelování homogenního prstence ostění (Longitudinal joint – podélný spoj, Reduction factor – redukční faktor, Number of segments – počet segmentů, Bottom – spodní) (Blom, 2002a, s. 31, s. 58).....	209
Obr. 310: Rozdělení ohybového momentu v místě podélného spoje mezi segmenty (ITA working group No. 2, 2000, s. 318).....	210
Obr. 311: Závislost redukčního parametru, poměrné tuhosti spoje a tuhosti horninového masivu (Effective bending rigidity ratio – redukční parametr, Stiffness ratio in logarithmic scale – poměrná tuhost spoje v logaritmickém měřítku, Typical range – typický rozsah) (Do, 2014, s. 10).....	211
Obr. 312: Případy možného chování spoje dvou prvků (Ideally rigid – dokonale tuhý, Initial stiffness – počáteční tuhost, Constant – konstantní, Semi-rigid – polotuhý, Ideally pinned – dokonale netuhý) (Fabozzi, 2017, s. 26)	211
Obr. 313: Schéma numerického modelu s rotační pružinou v místě podélného spoje (Coupling spring – pružina simulující vliv mezi sousedními prstenci ostění, Rotation spring – rotační pružina simulující vliv podélných spojů) (Blom, 2002a, s. 27)	212
Obr. 314: Průběh rotační tuhosti podélného spoje (Approximation for truss – aproximace pro nosník) (DAUB, 2013, s. 25)	212
Obr. 315: Lineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi I a II).....	213
Obr. 316: Vlevo řez podélným spojením se zavedením zjednodušení; vpravo závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení ve styčnicku dle Janssena (Joint thickness – tloušťka spoje, Segmental thickness – tloušťka ostění, Joint height – výška spoje, Bending moment – ohybový moment, Rotation angle – úhel pootočení, Closed – uzavřený, Opened joint – otevřený spoj) (Luttikholt, 2007, s. 13) (Do, 2014, s. 214).....	213

Obr. 317: Vlevo průběh svislého napětí v podélném spoji; vpravo nahoře působící normálové napětí, vpravo dole znázornění rotace v podélném spoji (Stress along section A-A – napětí na řezu A-A, Contributing zone – ovlivněná zóna) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 133).	214
Obr. 318: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I a II	215
Obr. 319: Bilineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi III-a, III-b)	216
Obr. 320: Příklad 1 (vlevo) – plastifikace na počátku při celém tlačném průřezu; případ 2 (vpravo) – plastifikace až po otevření podélného spoje	217
Obr. 321: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-III	218
Obr. 322: Příklad idealizovaného pracovního diagramu betonu se zohledněním změkčení (fáze IV).....	218
Obr. 323: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-IV (vysoké N).....	219
Obr. 324: Závislost mezi ohybovým momentem a úhlem natočení pro fázi I-IV (malé N) ..	219
Obr. 325: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty normálové síly (N).....	220
Obr. 326: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty šířky kontaktní plochy l_t ..	221
Obr. 327: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty modulu pružnosti betonu E_c	221
Obr. 328: Porovnání zatěžovacích křivek pro rozdílné hodnoty pevnosti betonu v tlaku f_c	221
Obr. 329: Závislost mezi ohybovým momentem a natočením pro fázi I a II dle Janssena a Gladwella.....	223
Obr. 330: Porovnání experimentálních výsledků s teoretickými modely (Moment – ohybový moment, Rotation – natočení, Test – experiment, Ja – Janssenův model, Gl – Gladwelův model)) (Luttikholt, 2007, s. 20).....	224
Obr. 331: Příklad nahrazení křivky $M_x\Phi$ pro fázi I a II bilineární závislostí	224
Obr. 332: Příklad nahrazení nelineární křivky bilineární závislostí ($N = 5,0 \text{ MN}$, $l_t = 0,4$).....	225
Obr. 333: Model tunelového ostění s vloženým fiktivním prutem do místa podélného spoje	225
Obr. 334: Vlevo schéma modelování vlivu podélných spojů vloženým materiálem; vpravo detail podélného spoje s vloženým materiálem a simulace jeho rozevírání	226
Obr. 335: Detail podélného spoje se zohledněním reálné tuhosti spoje pomocí vloženého kontaktního prvku (Segment – segment, Backfilling of annular gap – výplňová injektáž za ostěním, Modeling of contact area – modelování kontaktního prvku) (Wittke, a kol., 2007, s. 318).....	227
Obr. 336: Detail numerického modelu s vlivem spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění (Segment – segment) (Fabozzi, 2017, s. 38).....	228
Obr. 337: Příklad výsledků experimentální zkoušky smykového působení příčného spoje.	229
Obr. 338: Vzorový příklad definování smykové pružiny (Fabozzi, 2017, s. 38)	230
Obr. 339: Příklad zavedení vlivu sousedních prstenců do numerického modelu pomocí vloženého prutu (Truss member in circumferential joint – prutový prvek v příčném spoji, Torsion spring in longitudinal joints – rotační pružina v podélných spojích) (Wittke, a kol., 2007, s. 137)	231
Obr. 340: Příklad zavedení vlivu sousedních prstenců do numerického modelu pomocí vloženého prutu (Luttikholt, 2007, s. 80)	231
Obr. 341: Příklad modelování příčného spoje pomocí kontaktních prvků (Transversal interface models circumferential joints – příčný kontaktní prvek simulující působení v příčném spoji) (Fabozzi, 2017, s. 66)	232

Obr. 342: Logo společnosti Červenka Consulting s.r.o. (http://www.consec16.com/site/assets/files/3789/cervenka_logo2.jpg)	233
Obr. 343: Příklad výsledků výpočtu ohýbaného prostého nosníku (nahore podepření, zatížení a vykreslená hlavní napětí; uprostřed vodorovná deformace a ohybový moment; dole deformovaný tvar a vektory deformace)	234
Obr. 344: Pokus s prostým nosníkem (polovina úlohy – vlevo ZS1, vpravo ZS3)	235
Obr. 345: Pokus s prostým nosníkem: nahore VK1, dole VK3 (deformovaný tvar, svislá deformace na řezu, průběh ohybového momentu a vektory reakcí)	235
Obr. 346: Výpočetní model 1 (vlevo podpory modelu – ZS1, uprostřed vnesení normálového namáhání – ZS2, vpravo vnesení momentového zatížení – ZS3)	236
Obr. 347: Výpočetní model 2 (vlevo podpory modelu – ZS1, uprostřed vnesení normálového namáhání – ZS2, vpravo vnesení momentového zatížení – ZS3)	237
Obr. 348: Výpočetní model 3 (vlevo podpory modelu pro normálové zatížení – ZS1 (horní tuhý, dolní ve svislém směru posuvný kloub), vpravo normálové namáhání – ZS2)	237
Obr. 349: Výpočetní model 3 (vlevo podpory modelu pro momentové zatížení – ZS3 (horní i dolní tuhý kloub), vpravo ohybové namáhání – ZS4)	238
Obr. 350: Výpočetní model 4 (vlevo předepsaná svislá deformace horní a spodní linie – ZS1 (simulující stlačení), vpravo bodová deformace krajních styčníků stolice – ZS2 (simulující ohybové namáhání))	238
Obr. 351: Pracovní diagram kontaktního prvku v programu ATENA (Initial surface – počáteční křivka, Residual surface – reziduální křivka, Trial stress – zkušební napětí, Final stress – výsledné napětí) (Červenka, a kol., 2018, s. 63-64)	239
Obr. 352: Modelování podélného spoje nelineárním materiálem (svislé kartézské napětí a současně zobrazení trhlin)	240
Obr. 353: Vlevo schéma Výpočetního modelu 7; vpravo detail nelineárních pružin na ose symetrie	240
Obr. 354: Výpočetní model 7 (vlevo zatížení rovnoměrným svislým zatížením – ZS1, vpravo zatížení dvojicí sil – ZS2)	240
Obr. 355: Deformovaná konstrukce – Výpočetní model 7, zkresleno 30x (vlevo VK5, vpravo VK18)	241
Obr. 356: Zkreslené schéma deformovaného podélného spoje přes jednotlivé fáze působení (případ 2)	241
Obr. 357: Základní výpočetní schéma pro sledování natočení v místě podélného spoje	242
Obr. 358: Průběh tuhosti nelineární pružné podpory	243
Obr. 359: Porovnání MxPhi křivek na základě měnící se strmosti tlakové větve pružných podpor	243
Obr. 360: Porovnání svislé deformace – vlevo velice měkké tlakové podepření (1 – 1E4); vpravo tuhé podepření v tlaku (1 – 1E9)	243
Obr. 361: Porovnání MxPhi křivek na základě rovinné deformace a rovinné napjatosti	244
Obr. 362: Porovnání MxPhi křivek na základě typu výpočetní metody	245
Obr. 363: Porovnání MxPhi křivek na základě chování modelu bez a s dodatečnou podporou	245
Obr. 364: Porovnání MxPhi křivek na základě rozdílné hloubky modelu	246
Obr. 365: Vlevo původní výpočetní model; vpravo prodloužený model	246
Obr. 366: Porovnání MxPhi křivek na základě délky výpočetního modelu	246
Obr. 367: Jednoosá napjatost – lineární materiálový model (Faltýnek, 2016, s. 183)	247

Obr. 368: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK1)	248
Obr. 369: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK6)	248
Obr. 370: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK8)	249
Obr. 371: Kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů (vlevo VK6, vpravo VK8)	249
Obr. 372: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK12)	249
Obr. 373: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK18)	250
Obr. 374: Kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů (vlevo VK12, vpravo VK18)	250
Obr. 375: MxPhi křivky pro jednotlivé výpočetní metody a modely (šířka kontaktní plochy 0,4 m)	250
Obr. 376: Porovnání průběhu svislého přetvoření ε_{yy} vlevo VK6; vpravo VK18	251
Obr. 377: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK1)	251
Obr. 378: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK6)	252
Obr. 379: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK10)	252
Obr. 380: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 10x (VK18)	252
Obr. 381: MxPhi křivky pro jednotlivé výpočetní metody a modely (šířka kontaktní plochy 0,3 m)	253
Obr. 382: MxPhi křivky (FEM) pro rozdílnou šířku kontaktní plochy	253
Obr. 383: Pracovní diagram materiálového modelu SBETA (Material state number – číslo stavu chování materiálu, Loading – zatěžování, Unloading – odtěžování) (Červenka, a kol., 2018)	254
Obr. 384 Obálka porušení materiálového modelu SBETA (Tensile failure – tahové porušení, Compressive failure – tlakové porušení, Hydrostatic axis – hydrostatická osa, Deviatoric plane – deviatorické rovina) (Červenka, a kol., 2018)	254
Obr. 385: Vlevo model fixované trhliny; vpravo model proměnného (rotovaného) směru trhliny (Červenka, a kol., 2018)	255
Obr. 386: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK1)	256
Obr. 387: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK13)	256
Obr. 388: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK18)	256
Obr. 389: Vlevo lineární materiálový model; vpravo SBETA (VK21)	257
Obr. 390: Svislé napětí, kontaktní napětí a deformovaný tvar konstrukce – zkresleno 30x (VK22)	257
Obr. 391: Vlevo kontaktní napětí na podélném spoji dle analytických vztahů; vpravo průběh vodorovného napětí (maximální hodnota -1,2 MPa) (VK22)	257
Obr. 392: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK9; VK10; VK11	258
Obr. 393: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK12; VK13; VK14	258

Obr. 394: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK15; VK16; VK17	258
Obr. 395: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK18; VK19; VK20	258
Obr. 396: Rozvoj trhlin – zleva doprava VK21; VK22; VK23	258
Obr. 397: Znázornění trhlin ve VK21	259
Obr. 398: Porovnání lineárních a nelineárních MxPhi křivek ($N = 4,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,35 \text{ m}$)	260
Obr. 399: Porovnání lineárních a nelineárních MxPhi křivek ($N = 3,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,30 \text{ m}$)	260
Obr. 400: Porovnání lineárních a nelineárních MxPhi křivek ($N = 3,0 \text{ MN}$; $l_t = 0,25 \text{ m}$)	260
Obr. 401: Numerický model se zavedením betonářské výztuže	261
Obr. 402: Rozložení a šířka trhlin – vlevo bez výztuže; vpravo s výztuží (navíc vykreslen průběh napětí na výztužných prutech) (VK22)	262
Obr. 403: Rozložení a šířka trhlin – vlevo jeden příčný výztužný prut; vpravo dva příčné pruty (navíc vykreslen průběh napětí na výztužných prutech) (VK22)	262
Obr. 404: Porovnání MxPhi křivek pro různé typy vyztužení	263
Obr. 405: Ukázka výstupů z aplikace „MxPhi“ (ilustrativní obrázek)	264
Obr. 406: Logo společnosti PLAXIS (https://en.wikipedia.org/wiki/PLAXIS)	265
Obr. 407: Průmět MC plochy plasticity do meridiální roviny (https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAETHERefMap/simathe-c-mohrcoulomb.htm)	266
Obr. 408: Vlevo pohled na MC podmínku plasticity v prostoru hlavních napětí; vpravo nahoře průmět do deviatorické roviny; vpravo dole řez v hladině nulového třetího hlavního napětí (https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-012-0281-7)	267
Obr. 409: Vlevo základní výpočetní schéma úlohy; vpravo vygenerovaná síť konečných prvků	268
Obr. 410: Výpočetní schéma – vlevo Příklad 1 a 2; vpravo Příklad 3, 4 a 5	269
Obr. 411: Výpočetní schéma – vlevo Příklad 6; vpravo Příklad 7	269
Obr. 412: Výpočetní schéma – Příklad 8	269
Obr. 413: Příklad 1 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 25x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,1} = 0,056 \text{ m}$)	270
Obr. 414: Příklad 1 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,1} = -800 \text{ kPa}$)	270
Obr. 415: Příklad 1 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,1} = -4,6 \text{ MN}$, $N_{\max,1} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,1} = -754 \text{ kNm}$, $M_{\max,1} = 762 \text{ kNm}$)	270
Obr. 416: Příklad 2 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,2} = 0,059 \text{ m}$)	271
Obr. 417: Příklad 2 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,2} = -823 \text{ kPa}$)	271
Obr. 418: Příklad 2 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,2} = -4,6 \text{ MN}$, $N_{\max,2} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,2} = -602 \text{ kNm}$, $M_{\max,2} = 612 \text{ kNm}$)	271
Obr. 419: Příklad 3 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,3} = 0,068 \text{ m}$)	272
Obr. 420: Příklad 3 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,3} = -1365 \text{ kPa}$)	272
Obr. 421: Příklad 3 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,3} = -4,5 \text{ MN}$, $N_{\max,3} = -2,7 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,3} = -206 \text{ kNm}$, $M_{\max,3} = 196 \text{ kNm}$)	272
Obr. 422: Příklad MxPhi křivky pro podélný spoj číslo 8 ($w = 312,0^\circ$)	273
Obr. 423: Příklad 4 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,4} = 0,060 \text{ m}$)	274

Obr. 424: Příklad 4 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,4} = -921$ kPa)	274
Obr. 425: Příklad 4 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,4} = -4,6$ MN, $N_{\max,4} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,4} = -523$ kNm, $M_{\max,4} = 472$ kNm)	274
Obr. 426: Příklad MxPhi křivky pro podélný spoj číslo 1 ($w = 0,0^\circ$)	275
Obr. 427: Příklad MxPhi křivky pro podélný spoj číslo 7 ($w = 264,0^\circ$)	275
Obr. 428: Příklad 5 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,5} = 0,061$ m)	276
Obr. 429: Příklad 5 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,5} = -1050$ kPa)	276
Obr. 430: Příklad 5 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,5} = -4,6$ MN, $N_{\max,5} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,5} = -509$ kNm, $M_{\max,5} = 426$ kNm)	276
Obr. 431: Krátké vložené pruty do místa podélných spojů segmentového ostění (znázorněno růžově)	277
Obr. 432: Transformace křivky MxPhi na křivku MxKapa pro styčnick 1 ($w = 0,0^\circ$)	277
Obr. 433: Příklad 6 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,6} = 0,061$ m)	278
Obr. 434: Příklad 6 – vlevo tenzory hlavních napětí; vpravo kontaktní napětí ($\sigma_{\min,6} = -1081$ kPa)	278
Obr. 435: Příklad 6 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,6} = -4,6$ MN, $N_{\max,6} = -2,7$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,6} = -540$ kNm, $M_{\max,6} = 457$ kNm)	278
Obr. 436: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3	279
Obr. 437: Kontaktní napětí na působící na tunelové ostění – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3	279
Obr. 438: Porovnání průběhu ohybových momentů na ostění – vlevo Příklad 1; uprostřed Příklad 5; vpravo Příklad 3	279
Obr. 439: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění	280
Obr. 440: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění	280
Obr. 441: Výsek z numerického modelu se souvislým tunelovým ostěním modelovaným plošnými konečnými prvky bez vlivu podélných spojů	280
Obr. 442: Příklad 7 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 50x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,7} = 0,057$ m)	281
Obr. 443: Příklad 7 – vlevo hlavní napětí ve vrcholu klenby; vpravo na levém boku ostění	281
Obr. 444: Příklad 7 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,7} = -4,9$ MN, $N_{\max,7} = -2,6$ MN); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,7} = -740$ kNm, $M_{\max,7} = 741$ kNm)	281
Obr. 445: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění	282
Obr. 446: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění	282
Obr. 447: Výsek z numerického modelu se souvislým tunelovým ostěním modelovaným plošnými konečnými prvky se zohledněním vlivu podélných spojů vloženým materiálem	283
Obr. 448: Příklad 8 – vlevo deformovaný tvar konstrukce (zkresleno 25x); vpravo velikost celkové deformace ($u_{\max,8} = 0,062$ m)	283
Obr. 449: Příklad 8 – zobrazení bodů, kde je dosaženo podmínky plasticity (Failure points) (červeně), a bodů s vyloučeným tahem (Tension cut-off points) (bílé) na vrcholu klenby	284

Obr. 450: Příklad 8 – velikost a směr hlavních napětí působících v místě podélného spoje na vrcholu klenby ostění.....	284
Obr. 451: Příklad 8 – vlevo průběh normálové síly ($N_{\min,8} = -4,9 \text{ MN}$, $N_{\max,8} = -2,6 \text{ MN}$); vpravo průběh ohybových momentů ($M_{\min,8} = -530 \text{ kNm}$, $M_{\max,8} = 440 \text{ kNm}$)	284
Obr. 452: Porovnání průběhu ohybových momentů na ostění – vlevo Příklad 5 ($M_{\min,5} = -509 \text{ kNm}$, $M_{\max,5} = 426 \text{ kNm}$); vpravo Příklad 8 ($M_{\min,8} = -530 \text{ kNm}$, $M_{\max,8} = 440 \text{ kNm}$)	285
Obr. 453: Porovnání průběhu ohybového momentu pro jednotlivé případy tunelového ostění	285
Obr. 454: Porovnání průběhu normálové síly pro jednotlivé případy tunelového ostění...	285
Obr. 455: Vlevo základní výpočetní schéma úlohy; vpravo vygenerovaná síť konečných prvků	286
Obr. 456: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 1 (2D) ($u_{\max,1} = 0,05607 \text{ m}$); vpravo Příklad 9 (3D) ($u_{\max,9} = 0,05682 \text{ m}$)	289
Obr. 457: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 7 (2D) ($u_{\max,7} = 0,05670 \text{ m}$); vpravo Příklad 9 (3D) ($u_{\max,9} = 0,05682 \text{ m}$)	289
Obr. 458: Porovnání ohybových momentů – vlevo Příklad 1 (1D) ($M_{\min,1} = -754 \text{ kNm}$, $M_{\max,1} = 762 \text{ kNm}$); vpravo Příklad 7 (2D) ($M_{\min,7} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,7} = 741 \text{ kNm}$).....	289
Obr. 459: Příklad 9 (3D) – průběh ohybových momentů ($M_{\min,9} = -740 \text{ kNm}$, $M_{\max,9} = 757 \text{ kNm}$)	290
Obr. 460: Porovnání deformovaného tvaru ostění (zkresleno 50x) – vlevo Příklad 8 ($u_{\max,8} = 0,06218 \text{ m}$); vpravo Příklad 10 ($u_{\max,10} = 0,06452 \text{ m}$).....	290
Obr. 461: Porovnání ohybových momentů – vlevo Příklad 8 ($M_{\min,8} = -440 \text{ kNm}$, $M_{\max,8} = 531 \text{ kNm}$); vpravo Příklad 10 ($M_{\min,10} = -420 \text{ kNm}$, $M_{\max,10} = 574 \text{ kNm}$).....	290
Obr. 462: Příklad 10 – body kde je dosaženo podmínky plasticity (Failure points) (červeně), body s vyloučeným tahem (Tension cut-off points) (bíle)	291
Obr. 463: Příklad 11 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,11} = 0,06432 \text{ m}$)	292
Obr. 464: Příklad 11 – průběh ohybového momentu ($M_{\min,11} = -440 \text{ kNm}$, $M_{\max,11} = 579 \text{ kNm}$)	292
Obr. 465: Uspořádání ostění s neprůběžným podélným spojem	292
Obr. 466: Příklad 12 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,12} = 0,06435 \text{ m}$)	293
Obr. 467: Příklad 12 – průběh ohybového momentu – vlevo prstenec 1 ($M_{\min,12,1} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\max,12,1} = 625 \text{ kNm}$); vpravo prstenec 2 ($M_{\min,12,2} = -472 \text{ kNm}$, $M_{\max,12,2} = 644 \text{ kNm}$).....	293
Obr. 468: Příklad 12 – vlevo izoplochami znázorněný ohybový moment; vpravo obálka ohybových momentů ($M_{\min,12} = -484 \text{ kNm}$, $M_{\max,12} = 644 \text{ kNm}$)	294
Obr. 469: Příklad 12 – kontaktní napětí na části ostění (místa podélných spojů nevykreslena)	294
Obr. 470: Příklad 13 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,13} = 0,06108 \text{ m}$)	295
Obr. 471: Příklad 13 – směry a koncentrace hlavních napětí v levé boční stěně ostění (oblasti podélných spojů pro přehlednost nezobrazovány)	295
Obr. 472: Příklad 13 – vlevo izoplochami znázorněný ohybový moment; vpravo obálka ohybových momentů ($M_{\min,13} = -824 \text{ kNm}$, $M_{\max,13} = 959 \text{ kNm}$)	296
Obr. 473: Příklad 14 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,14} = 0,06282 \text{ m}$)	296
Obr. 474: Příklad 15 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,15} = 0,06194 \text{ m}$)	296
Obr. 475: Příklad 16 – deformovaný tvar ostění (zkresleno 50x) ($u_{\max,16} = 0,06142 \text{ m}$)	297
Obr. 476: Průběh ohybového momentu – vlevo Příklad 14 ($M_{\min,14} = -607 \text{ kNm}$, $M_{\max,14} = 780 \text{ kNm}$); vpravo Příklad 15 ($M_{\min,15} = -708 \text{ kNm}$, $M_{\max,15} = 869 \text{ kNm}$).....	297

Obr. 477: Průběh ohybového momentu Případ 16 ($M_{\min,16} = -781 \text{ kNm}$, $M_{\max,16} = 925 \text{ kNm}$)	297
Obr. 478: Vlevo tunelové ostění pro Případ 9; vpravo tunelové ostění pro Případ 10.....	298
Obr. 479: Vlevo tunelové ostění pro Případ 11; vpravo tunelové ostění pro Případ 12-16.	298
Obr. 480: Tlaková zkouška spoje mezi segmenty (Hurt, 2016, s. 39).....	301
Obr. 481: Geometrická definice jednotlivých symbolů vstupujících do posouzení segmentu na účinky tlaku štítových lisů (Thrusting jacks – štítové lisy, Thrusting shoe – roznášecí podložka, Loading area – zatěžovací plocha, Segment – segment) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 206)	302
Obr. 482: Schéma působení zatížení od tlakového namáhání s geometrickou definicí roznášecích ploch (Load application area – roznášecí oblast zatížení) (DAUB, 2013, s. 29)	303
Obr. 483: Schéma působení tahových napětí při působení štítovými lisy (Load introduction by the jacks – působení zatížení štítovými lisy, Transverse tensile forces in radial direction – příčné tahové síly v radiálním směru, Transverse tensile forces in circumferential direction – příčné tahové síly v příčném směru) (Wittke, a kol., 2007, s. 365)	303
Obr. 484: Potenciální rozložení tahových namáhání v příčném i podélném směru od tlaku štítových lisů (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 207, s. 208)	303
Obr. 485: Přenos excentrického namáhání v příčném směru s vyznačenými tahovými silami (DAUB, 2013, s. 30).....	304
Obr. 486: Stanovení velikosti předpínací síly spojovacích prvků (Wittke, a kol., 2007, s. 374)	305
Obr. 487: Příklady porušení příčného spoje – vlevo spoj na pero a drážku, vpravo spojovací kolík (De Waal, 1999, s. 145)	305
Obr. 488: Detail spoje mezi segmenty ostění pro ověření tahových napětí pod drážkou pro těsnění (System and loading – schéma a zatížení, Tensile stress in the concrete – tahové napětí v betonu, Conservative assumption no reinforcement in the considered zone – konzervativní předpoklad žádná výztuž v uvažované oblasti, Restoring force of gasket – vratná síla od segmentového těsnění, Transverse tensile force – příčná tahová síla) (Wittke, a kol., 2007, s. 371).....	306
Obr. 489: Transformace zatížení na ostění (Blom, 2002a, s. 62)	307
Obr. 490: Proces přenosu tečných sil ze segmentového ostění (Fabozzi, 2017, s. 61)	307
Obr. 491: Vznik mechanismu v ostění vznikem plastických kloubů (Longitudinal joint – podélný spoj, Ovalisation load – ovalizační zatížení) (Blom, 2002a, s. 90, s. 91)	308
Obr. 492: Reálné příklady, kdy je třeba s nosníkovým chováním ostění počítat (Schaft – šachta, Improved soil – zemina se zlepšenými vlastnostmi, Area of importance – oblast zájmu, Pile foundation – pilotový základ, Soft soil – měkká zemina, Stiff soil – tuhá zemina, Tunnel – tunel) (De Waal, 1999, s. 60)	309
Obr. 493: Rozdílné módy deformace ostění v podélném směru (Girder behaviour – nosníkové chování, Deformation by bending – přetvoření od ohybu, Deformation by shearing – přetvoření od smyku, Closed circular joint – uzavřený příčný spoj, Opened circular joint – otevřený příčný spoj, Discrete deformation – oddělené (diskrétní) přetvoření, Continuous deformation – spojitá deformace) (De Waal, 1999, s. 60)	309
Obr. 494: Zkreslená podélná deformace ostění vlivem rozdílné kvality horninového masivu (Luttikholt, 2007, s. 11)	310
Obr. 495: Závislost deformace ostění na zvětšujícím se ovalizačním zatížení (bez uvažování podepření horninovým masivem) (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Bottom – dolní, Lin. – lineární, Nl. – nelineární, Geom. – geometricky, Phys. – fyzikálně, No joints – bez uvažování spojů, Lin. joints – lineární spoje, Plastic hinges – plastické spoje) (Blom, 2002a, s. 85).....	311

Obr. 496: Závislost deformace ostění na zvětšujícím se ovalizačním zatížení (s podepřením horninovým masivem) (Ovalisation load – ovalizační zatížení, Bottom – dolní, Lin. – lineární, Nl. – nelineární, Geom. – geometricky, Phys. – fyzikálně, No joints – bez uvažování spojů, With joints nl. – s plastickými spoji, Infinite – nekonečno) (Blom, 2002a, s. 86)	311
Obr. 497: Ilustrace trajektorií hlavních napětí kolem závěrného klenáku (Blom, 2002a, s. 147)	312
Obr. 498: Příklad armokoše segmentového ostění složeného z prutové výztuže (https://www.tunneltalk.com/images/MexicoCity-Metro/Emisor-Oriente-12b.jpg)	313
Obr. 499: Příklad armokoše segmentového ostění sestaveného z prutů ze skelných vláken (GFRP) (http://www.jeccomposites.com/knowledge/international-composites-news/precast-concrete-glass-fiber-rebar-cages-tunnel-lining)	313
Obr. 500: Závislost momentu únosnosti průřezu na stupni vyztužení (Bending moment – ohybový moment, Curvature – křivost, No reinforcement – nevyztužený, Reinforced like tunnel segments – vyztužený jako segmentové ostění, Medium reinforced – středně vyztužený, Heavily reinforced – silně vyztužený) (Luttikholt, 2007, s. 63)	314
Obr. 501: Příklad rozložení příčné a podélné výztuže segmentu (Longitudinal section – podélný řez, Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Cross-section – příčný řez, Circumferential load bearing reinforcement, inside/outside – obvodová nosná výztuž vnitřní/vnější, Stirrup for anchoring of the load bearing reinforcement /boundary reinforcement longitudinal joints – ohyb pro kotvení nosné výztuže/lemující výtuž v místě podélného spoje, Load bearing reinforcement in longitudinal direction, inside and outside – nosná výtuž v podélném směru tunelu, vnitřní a vnější, Additional rebars at the block ends – přídavná výtuž na konci segmentu) (Wittke, a kol., 2007, s. 378)	315
Obr. 502: Příklad uspořádání výtuže v obalsti spojů mezi segmenty (Section – řez, Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Detail stirrup – detail třmínku, Detail „ladder“ – detail výtužného „žebříku“, Load transmission plane – tlaková roznášecí deska, Jack shoe – podložka štitového lisu, Tensile splitting reinforcement – tahová výtuž, Longitudinal joints – podélné spoje, Circumferential joints – příčné spoje, Radial direction – radiální směr, Circumferential direction – obvodový směr, Boundary reinforcement – lemovací výtuž) (Wittke, a kol., 2007, s. 379)	316
Obr. 503: Detaily lokálního vyztužení kolem příslušenství segmentu (Developed view, inside – rozvinutý pohled, vnitřní, Detail reinforcement of cone for centering – detail vyztužení v oblasti otvoru pro erektor, Detail tensile splitting reinforcement of screw pockets – detail tahové výtuže v okolí nika pro spojovací prostředky, Cone for centering – otvor pro uchycení erektoru, Screw pocket – nika pro spojovací prostředky, Dowel – kolík, Top view – pohled shora, Section – řez, Helical reinforcement – spirálová výtuž, Mounting reinforcement – konstrukční výtuž, Tensiel splitting reinforcement – tahová výtuž) (Wittke, a kol., 2007, s. 381)	317
Obr. 504: Alternativy vyztužení příčného spoje na pero a drážku – a) klasický způsob vyztužení prutovou výtuží; b) speciální způsob vyztužení prutovou výtuží (snížené krytí); c) vyztužení drátkobetonem; d) vyztužení hybridní (De Waal, 1999, s. 146)	318
Obr. 505: Příklady zatěžovacích křivek jednotlivých typů vyztužení a)-c) (Shear force – smyková síla, Vertical displacement – svislá deformace, Special shear reinforcement – speciální smykové vyztužení, Reference reinforcement – referenční vyztužení, Steel fibre reinforcement – drátkobetonové vyztužení) (De Waal, 1999, s. 146).....	318
Obr. 506: Příklad armokoše segmentového ostění použitého na projektu prodloužení metra V.A v Praze (Kuňák, a kol., 2011).....	319
Obr. 507: Zkušební prstence ostění (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTvEmsrnVXNNX19fZJaFhis1Iaq08Dhe5f2iEZHDAA1pdJyQRPqA).....	322

Obr. 508: Příklad typické formy bednění pro betonové segmenty tunelového ostění (http://www.herrenknecht-formwork.com/uploads/tx_projectsdb/Segment_mould_Tren_Toluca_3D_web_01.JPG)	323
Obr. 509: Pracovní postup výroby a kontroly prefabrikovaného tunelového ostění (Inspection of forms – kontrola forem, Forms – formy bednění, Recipe of materials – receptura betonu, Inspection of materials – kontrola vstupních materiálů, Weighing – vážení, Mixing – míchání, Concrete strength test – zkouška pevnosti betonu, Assembling of reinforcement – sestavení armokoše (vážení výztuže), Inspection of assembled re-bars – kontrola armokoše, Concrete placing – betonáž, Compaction – hutnění čerstvé betonové směsi, High pressure curing – vysokotlaké ošetřování betonu, Steam curing – ošetřování párou, removal of forms – odbednění, Inspection of appearance – kontrola vzhledu, Inspection of shape and dimension – kontrola tvaru a rozměrů, Curing – ošetřování, Temporary assembling – dočasné sestavení, Inspection of temporary assembled segmental ring – kontrola dočasně sestaveného prstence segmentového ostění, Shipment – naložení a expedice) (ITA working group No. 2, 2000, s. 322)	324
Obr. 510: Příprava formy bednění (https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ)	325
Obr. 511: Výroba armokoše pro segmentové ostění (http://www.tunnel-online.info/imgs/100837275_246cc92a66.jpg)	325
Obr. 512: Příklad nesprávně vyrobeného armokoše (Effect of a deformed steel cage – vliv deformovaného armokoše, Mould – forma bednění, Higher coverside – větší krycí vrstva, Deformed steel cage – deformovaný armokoš, Insufficient coverside – nedostatečná tloušťka krycí vrstvy) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 219)	326
Obr. 513: Vkládání armokoše do formy bednění (https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ)	326
Obr. 514: Kontrola rozměrů po vložení armokoše (foto P. Vítek)	327
Obr. 515: Betonáž pomocí bádíí zavěšených na jeřábové dráze (foto P. Vítek)	327
Obr. 516: Úpravy vnějšího povrchu segmentu (https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ)	328
Obr. 517: Parní komora pro zrychlení procesu tuhnutí čerstvého betonu (https://www.youtube.com/watch?v=u6laLr30DcQ)	328
Obr. 518: Typická křivka průběhu teploty v čase při procesu ošetřování betonu v parní komoře (Entering the chamber – vstup do proteplovací komory, controlled warming – řízené oteplování, Constant temperature – konstantní teplota, Controlled cooling – řízené ochlazování, free cooling – volné ochlazování, Extraction from mould – odbednění) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 220)	329
Obr. 519: Ošetřování segmentového ostění ve vodní lázni (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSptYZs7tN5Y6nQwgbSG7mck_3ZHyZWesSwgTOLnIITYYPOzRs)	329
Obr. 520: Rozevřená forma bednění (foto P. Vítek)	330
Obr. 521: Vakuový manipulátor na vyjmutí betonových segmentů z forem (http://acimex.net/images/types_de_charges_lourdes/voussoirs/redux-palonnier-demoulage-follow-line.jpg)	330
Obr. 522: Přístroj na otáčení segmentů (foto P. Vítek)	331
Obr. 523: Opatření segmentu ochranným nátěrem (https://irl.sika.com/content/ireland/main/en/solutions_products/construction-markets/sika-concrete-technology/concrete-handbook-2013/concrete-types/sulfate-resistant-concrete.html)	331

Obr. 524: Finální skladování segmentů vně výroby (http://www.railtechnologymagazine.com/write/MediaUploads/Chatham_Dockyard_Concrete_Segments_103746.jpg)	332
Obr. 525: Způsoby skladování segmentového ostění (Stacking of units – skladování segmentů, On sides – na stranách, On backs – na vnější straně, On fronts – na vnitřní straně, On backs showing other straps or chains for lifting – Na vnější straně s popruhy nebo řetězy pro zvedání, Poor stacking – špatné uložení) (BTS and ICE, 2004, s. 76)	332
Obr. 526: Příklady geometrických tolerancí (Flatness of the longitudinal and ring joint – rovinatost podélného a příčného spoje, Angular deviation of the longitudinal joint – úhlová deformace podélného spoje, Distortion of the longitudinal joint – zkřivení podélného spoje, Kontakt area – kontaktní plocha) (DAUB, 2013, s. 14)	335
Obr. 527: Příklad tolerancí sledovaných na jednom segmentu ostění (Segment length – délka segmentu, Thickness – tloušťka, Width – šířka, Radius – poloměr, Diagonal – diagonála, Grouting hole – injektážní otvor, Connector hole – otvor pro spojovací prostředek, Radial parallelity – radiální rovnoběžnost) (Beil, 2008, s. 43)	335
Obr. 528: Vlevo multifunkční vozidlo MSV, vpravo vagón na segmenty převážející segmentové ostění do tunelu (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, 103; http://d-t.sg/Tunnel%20Segment%20Cara.jpg)	337
Obr. 529: Přeprava segmentů k místu sestavování prstence ostění (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	337
Obr. 530: Omezená manipulovatelnost se segmenty v prostoru tunelovací sestavy; vlevo větší segmenty; vpravo menší segmenty (Tunnel axis – osa tunelu, Portale – portál tunelu, TBM – tunelovací stroj) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 193)	338
Obr. 531: Příklad erektoru (Setting head – manipulační hlava, Telescope – teleskop, Slewing ring – otočný prstenec) (Maidl, Thewes, a kol., 2013, s. 136)	338
Obr. 532: Operátor navádějící erektor (https://www.abc.net.au/news/image/1087282-3x2-940x627.jpg)	339
Obr. 533: Umístění segmentu ostění do finální polohy pomocí vakuového erektoru (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	339
Obr. 534: Proces sestavování ostění (číslo značí pořadí segmentu v průběhu montáže jednoho prstence ostění) (Drive direction – směr ražby) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 194)	340
Obr. 535: Uvolnění štítových lisů (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo) ..	340
Obr. 536: Uložení segmentu do své polohy (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	341
Obr. 537: Aktivace štítových lisů (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo) ..	341
Obr. 538: Riziko poruchy těsnění segmentů v případě spojování čepy v příčných spárách (Presence/absence of contact during insertion – přítomnost/absence kontaktu při ukládání segmentu) (Guglielmetti, a kol., 2007, s. 195)	341
Obr. 539: Montáž závěrného klenáku (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	342
Obr. 540: Naznačení běžného a maximálního zdvihu štítových lisů při montáži závěrného klenáku (TBM boring direction – směr ražby, Cylindrical extension – zdvih štítových lisů) (Metrostav ©2019)	342
Obr. 541: Proces vkládání klenáku – nasunutí do finální polohy (foto P. Vítek)	343
Obr. 542: Proces vkládání klenáku – montáž upevnění (foto P. Vítek)	343
Obr. 543: Proces instalace pětivrčkového segmentového ostění se spodním uložením klenáku (Withdrawal of thrust pressure ring and installation of invert segments – uvolnění přítlačných sil a montáž segmentů v invertu ostění, Installation of left and right side segment – instalace	

levého a pravého bočního segmentu, Folding carriers rollers – podpůrné skládací válce, Installation of top segment – montáž segmentu ve vrcholu klenby, Erector – erektor, Spreading of invert segments and insertion of keystone – roztlačení invertových segmentů a vložení závěrného klenáku, Dowels – kolíky, Move thrust pressure ring forward and filling annular gap with pea gravel – přitlak štítových lisů vpřed a vyplnění mezery za ostěním kulatozrným štěrkem) (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 124)	344
Obr. 544: Situace stavby prodloužení metra V.A v Praze (Vítek, a kol., 2012).....	345
Obr. 545: Segmenty použité pro sestavení jednoho prstence – prodloužení metra V.A (Metrostav ©2019)	345
Obr. 546: Sestavené segmentové ostění prodloužení metra V.A (Hilar, Vítek, 2012)	346
Obr. 547: Experimentální zatěžování drátkobetonových segmentů (Hilar, Vítek, 2012)	346
Obr. 548: Situace stavby tunelu Ejovice (https://www.koridory.cz/archives/13289/)	347
Obr. 549: Skladebné schéma segmentů tunelu Ejovice (Metrostav ©2019)	347
Obr. 550: Detail hydroizolace a příčné (vlevo) a podélné spáry (vpravo) spolu se spojovacími prvky (Metrostav ©2019)	347
Obr. 551: Sestavené ostění tunelů Ejovice (http://www.satra.cz/tunel-ejovice/)	348
Obr. 552: Řešení prostupu ve stanici Staroměstská (Weiss, 2017, s. 23)	349
Obr. 553: Zmrazování (vlevo) a speciální mechanizovaná ražba (vpravo) při výstavbě tunelové propojky (https://tunnelingonline.com/wp-content/uploads/2015/04/Miami-for-TBM.jpg) (https://www.tunneltalk.com/images/article-0298/image1.jpg)	349
Obr. 554: Příklad řešení prostupu ostěním prostřednictvím ocelových segmentů (DAUB, 2013, s. 38)	351
Obr. 555: Řešení prostupu ostěním – Crossrail (http://74f85f59f39b887b696f-ab656259048fb93837ecc0ecbcf0c557.r23.cf3.rackcdn.com/assets/library/image/c/original/cross-passage%20on%20eastern%20running%20tunnels_173643.jpg)	352
Obr. 556: Dočasné zajištění prostupu ocelovým rámem (vlevo) a ocelovým prstencem (vpravo) (http://www.tunnel-online.info/imgs/100834734_f7261936b9.jpg ; http://projects.dr-sauer.com/files/dr-sauer/public/styles/cdd_large/public/content/project/1886/illustrations/proping-tbm-tunnel-cross-passage.jpg?itok=jLR-OLJB)	352
Obr. 557: Příklad realizace prostupu prodloužení metra V.A pomocí vnějšího ocelového kruhového prstence (Weiss, 2017, s. 34)	353
Obr. 558: Statický model výpočtu ocelového rámu pro zajištění ostění v místě příčného propojení – projekt Sydney metro (HOCHTIEF ©2019)	353
Obr. 559: Vlevo způsob namáhání spojovacích prvků při zajištění prostupu ostěním; vpravo zainjektované spojovací trny (Vítek, Rössler, 2014).....	353
Obr. 560: Vlevo zesílený armokoš ovinutím v místě spojovacích trnů; vpravo finální segment s otvory pro spojovací trny (foto P. Vítek).....	354
Obr. 561: Zasazování ocelových trnů do příčné spáry při montáži sousedního segmentu ostění (Vítek, Rössler, 2014).....	354
Obr. 562: Prostup v ostění pomocí injektovaných trnů (http://www.satra.cz/tunel-ejovice/)	355
Obr. 563: Armokoš segmentu s připevněnými ocelovými kapsami (Weiss, 2017, s. 39-40)	355
Obr. 564: Zajištění prostupu deštníkem (http://i4.ytimg.com/vi/WO1pwUDLCx8/mqdefault.jpg).....	356

Obr. 565: Princip řešení napojení segmentového a monolitického ostění (http://businessdocbox.com/docs-images/74/70626324/images/28-3.jpg).....	357
Obr. 566: Příklad příruby s těsněním na segmentovém ostění (DAUB, 2013, s. 41)	357
Obr. 567: Způsob měření konvergencí pomocí automatických měřících systémů (http://vmt-gmbh.de/en/products/monitor-process/ring-convergence-measurement-system-rcms/)	358
Obr. 568: Sestava náklonoměrných čidel (https://www.rstinstruments.com/Remote/Profile-Monitoring-System-Tunnel-Concrete-Segments-3.jpg).....	359
Obr. 569: Příklad umístění snímačů pro získání vnitřního namáhání segmentu (Section – řez, Wireless data-logger – bezdrátový záznamník dat, Vibrating wire gauges – vibrační strunové snímače) (https://ascelibrary.org/cms/attachment/13144/339316/figure5.gif).....	359
Obr. 570: Strom příčin a důsledků vzniku poškození segmentového ostění (Cause – příčina, Damage – poškození, Yes – ano, No – ne, Consequence – důsledek, Reparation segment – oprava segmentu, Outburst of segment – výměna segmentu, Complete tunnel lining – dokončené tunelové ostění, Production – výroba, Storage and transport – skladování a transport, Installation tunnel lining – montáž tunelového ostění, Thrust jack force – síla od štítových lisů, Abandoning lining from shielded machine – okamžik, kdy ostění opustí plášť štítu, Serviceability stage – provozní fáze) (De Waal, 1999, s. 19)	360
Obr. 571: Příklad poškození segmentového ostění (http://www.tunnel-online.info/imgs/100841132_038a1c9ac3.jpg).....	360
Obr. 572: Možné typy poškození betonového prvku (Type of failure – typ poškození, Loosening of bond – uvolnění vazby, Failure of tension zone – poškození v tažené oblasti, Failure of compression zone – poškození v tlačené oblasti, Concrete spalling – odlamování betonu) (Wittke, a kol., 2007, s. 68)	361
Obr. 573: Obvyklá místa poruch segmentového ostění s odkazem na Tab. 15 (Segment – segment, Dowel-socket – typ spoje čep a objímka, Key segments – závěrný klenák, Support in lateral joint – podpora v příčném spoji) (Blom, 2002a, s. 136).....	361
Obr. 574: Poškození vnější hrany betonového segmentu vratnými silami těsnění (Spalling – odlomení hrany segmentu) (Blom, 2002a, s. 137).....	363
Obr. 575: Ilustrace příčného pohybu ve spoji čep-objímka (Segment – segment, Tolerance – tolerance, Wide – široký, Narrow – úzký, Lateral joint – příčný spoj, Socket – objímka, Dowel – čep) (Blom, 2002a, s. 136).....	364
Obr. 576: Příklad poškození segmentového ostění v blízkosti místa redukováného průřezu (Bolt pocket – otvor pro spojovací prostředky, Cracks – trhliny, Handle hole – otvor pro uchycení segmentu erektorem, Axial direction – osový směr) (Blom, 2002a, s. 149).....	365
Obr. 577: Porušení segmentu vlivem nerovností v místě podélného spoje (Fabozzi, 2017, s. 57)	365
Obr. 578: Poruchy působením sil štítových lisů (Thrust jacks – štítové lisy, Broken edges – odlomené rohy, Cracks by splitting – trhliny pod působíště sil štítových lisů) (De Waal, 1999, s. 22).....	365
Obr. 579: Porušení segmentu vlivem nerovnoměrného podepření v příčném spoji mezi sousedními prstenci ostění (Observed crack – pozorovaná trhlina, Thrust jack – štítový lis, Bolt pocket – nika pro spojovací prostředek, Erector hole – otvor pro uchycení segmentu erektorem) (De Waal, 1999, s. 139).....	366
Obr. 580: Nesprávně sestavený prstenec ostění, špatné podepření v příčném spoji (http://euroconcretos.com/wp-content/uploads/2015/04/tuneles-01-1030x687.jpg)	366
Obr. 581: Rozložení trhlin při nedokonalém podepření segmentu v místě příčné spáry – vlevo nepodepřený levý okraj segmentu; vpravo segment nepodepřený uprostřed (Torsion and bending crack – trhliny od ohybu a kroucení, Torque crack – trhlina od kroucení, Un-	

smooth/uneven supprot – nerovné podepření, Front view (from inside the tunnel) – pohled (z vnitřní strany tunelu)) (Blom, 2002a, s. 161, s. 165)	367
Obr. 582: Nerovnoměrné zatížení segmentového ostění vlivem prostorového vedení tunelovacího stroje (Chamber – pracovní komora, Cutter face – řezná hlava, Segment – segment, Bulk head – tlaková přepážka, Support (girder) – podpora) (Fabozzi, 2017, s. 55)	368
Obr. 583: Vznik trumpetového tvaru prstence ostění (tvar na horní hraně ostění) (TBM shield – plášť štítu, TBM jack – štítový lis, Segment from erected ring – segment sestavovaného prstence ostění, Grout loading – zatížení injektážním tlakem, Segment radially deformed – segment radiálně deformovaný) (Blom, 2002a, s. 140)	369
Obr. 584: Ilustrace deformace prstenců při sekvenční zatěžovací zkoušce (Ring – prstenec ostění) (Blom, 2002a, s. 139)	369
Obr. 585: Ilustrace vzniku kroucení segmentů (Shape change at top of ring (side view) – změna tvaru ostění ve vrcholu klenby (pohled z boku), Shape change at flank of ring (top view) – změna tvaru v boku tunelu (pohled shora), Initially round shape – původně kruhový tvar ostění, Radial deformation of ring due to grout/soil loading – Radiální deformace prstence ostění způsobená zatížením injektážním/horninovým tlakem, Torsion of segment due to shape change – kroucení segmentu vlivem změny tvaru), TBM shield – plášť štítu, TBM jack – štítový lis, Segment from erected ring – segment sestavovaného prstence ostění, Grout loading – zatížení injektážním tlakem, Segment radially deformed – segment radiálně deformovaný) (Blom, 2002a, s. 141)	370
Obr. 586: Směr smykových trhlin při prostém kroucení segmentu ostění (vlevo) a při současném tlakovém zatížení (vpravo) (Crack due to torsion only – trhlina vlivem působení kroucení, Crack due to torsion and axial jack forces – trhlina způsobená kroucením v kombinaci se silami štítových lisů) (Blom, 2002a, s. 158)	370
Obr. 587: Příklad průběhu trajektorií hlavních napětí zkoseného prstence při působení nerovnoměrného radiálního zatížení (Blom, 2002a, s. 141)	371
Obr. 588: Poškození prvku nerovnoměrným podepřením v podélné spáře (Local force introduction area – místo kontaktu (lokální přenos zatížení), Expected spots and direction of cracks influenced by local force introduction – očekávané oblasti a směry trhlin vlivem koncentrace lokálního zatížení) (Blom, 2002a, s. 174)	371
Obr. 589: Poškození ostění v místě závěrného klenáku (Keystone) (De Waal, 1999, s. 22)	372
Obr. 590: Experiment vtlačování závěrného klenáku do sestaveného ostění (Blom, 2002a, s. 151)	372
Obr. 591: Důsledky provedení nadměrného výrubu (Temporary face – čelba, Unstable – nestabilní, Torn off by the tools – porušený řeznými nástroji, Excess excavation – nadvýlom, Segment – segment, Shield – plášť štítu, Insufficient bedding – nedokonalé podepření, Detail – detail, Deformed segmental ring – deformovaný prstenec ostění, Opening of a joint – otevření spoje, Leakage – průsak) (Wittke, a kol., 2007, s. 147-148)	373
Obr. 592: Porušení těsnění při montáži ostění (Sealing – těsnění, New segment – nový segment, Roll up of sealing – rolování (odtržení) těsnění) (Blom, 2002a, s. 143)	374
Obr. 593: Porušení těsnění při montáži závěrného klenáku (http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)	374
Obr. 594: Porucha ostění ocasní částí štítu (http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_2012-03_Influences_on_Segment_Damage_1419480.html)	374
Obr. 595: Oprava ulomené hrany segmentu (https://www.youtube.com/watch?v=gaJfRzSDZSw)	375

Obr. 596: Oprava trhlin v segmentu tlakovou injektáží (https://i.ytimg.com/vi/M5avj-eLLyl/maxresdefault.jpg)	376
Obr. 597: Injektážní otvory v koncové části štítu vlevo integrované; vpravo externí (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 166)	380
Obr. 598: Segmentové ostění spolu s výplňovou injektáží (Grouted annulus – zainjektovaná mezera za ostěním, Circumferential joint – příčný spoj, Radial joint – podélný spoj, Segment – segment, Key – závěrný klenák, Bolt pocket – nika pro spojovací prostředky) (Hurt, 2016, s. 81)	380
Obr. 599: Vlevo příklad tunelu s vyplněním mezery pomocí šterku, vpravo plnicí otvor skrz segmentové ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 140) (Wittke, a kol., 2007, s. 311)	381
Obr. 600: Proces výplňové injektáže prostoru za segmentovým ostěním (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	381
Obr. 601: Nárůst pevnosti dvousložkové injektážní hmoty v čase (Strength – pevnost, Time – čas, In the pipe – v potrubí, At mixing nozzle – v mísící hlavici, Tail void – mezera za ocasní částí štítu, Liquid – tekutý (tekutina), Plastic – plastický, Solid – pevný, Mixing – míchání, Gel time – gelová konzistence, Hardening – tvrdnutí) (Fabozzi, 2017, s. 6)	382
Obr. 602: Poloha těsnění v koncové části štítu (https://www.youtube.com/watch?v=MZsbFycQ0Vo)	383
Obr. 603: Gumové štítové těsnění (Segment – segment, Annular gap – mezera za ostěním, Steering gap – mezera nutná pro řízení tunelovacího stroje, Emergency seal (inflatable) – pohotovostní těsnění (sklopné), Synthetic tail-skin seal – syntetické štítové těsnění) (Wittke, a kol., 2007, s. 33)	384
Obr. 604: Kartáčové štítové těsnění (Segment – segment, Annular gap – mezera za ostěním, Steering gap – mezera nutná pro řízení tunelovacího stroje, Brushing ring – prstenec kartáčového těsnění, Metal brush sealing – ocelové kartáčové těsnění, Injection line – injektážní potrubí, Grease feed – přívod těsnícího maziva) (Wittke, a kol., 2007, s. 32)	384
Obr. 605: Lineární pracovní diagram pro beton v tlaku (pro fázi I a II)	391
Obr. 606: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi I	391
Obr. 607: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi II	393
Obr. 608: Grafické znázornění natočení v místě podélného spoje mezi sousedními segmenty ostění (DAUB, 2013, s. 24)	394
Obr. 609: Schéma reálného rozložení podélného přímého spoje a grafické znázornění jednotlivých excentricit (DAUB, 2013, s. 24)	396
Obr. 610: Bilineární pracovní diagram pro beton v tlaku s vyloučeným tahem	397
Obr. 611: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi III-a	397
Obr. 612: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi III-b	402
Obr. 613: Multilineární pracovní diagram betonu se změkčením (fáze IV)	405
Obr. 614: Schémata rozložení namáhání pro odvození rotační tuhosti ve fázi IV	405
Obr. 615: Rozložení napětí od normálové síly pod kontaktní plochou dle teorie pružnosti ($\sigma = 1$, $2a = 1$) (Vliet, 2006, s. 11)	410
Obr. 616: Deformace pružného poloprostoru od nerovnoměrného vtlačování tuhého plochého tělesa – v tomto případě kontaktní plocha mezi souřadnicemi mezi [-b; a] (Luttikholt, 2007, s. 15)	410
Obr. 617: Příklad nahrazení $M_x\Phi$ křivky bilineární závislostí (za konstantní N)	414

Obr. 618: Bilineární průběhy závislosti ohybového momentu na úhlu natočení podélného spoje bez uvažování plastifikace betonu (černá čerchovaná křivka) a s jejím zavedením (hnědá čerchovaná křivka)	415
Obr. 619: Schematický řez znázorňující metodu s vloženým prutem (Segment – segment, Longitudinal joint – podélný spoj) (Fabozzi, 2017, s. 66)	416
Obr. 620: Schéma výpočetního modelu pro ověření parametrů vloženého fiktivního prutu	417
Obr. 621: Deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 50x).....	417
Obr. 622: Modře průběh vodorovné deformace prutů; červeně průběh ohybových momentů	418
Obr. 623: Schéma výpočetního modelu pro ověření parametrů vloženého fiktivního elasto-plastického prutu.....	418
Obr. 624: Transformace $M \times \Phi$ křivky (vlevo) na $M \times \kappa$ křivku (vpravo).....	419
Obr. 625: Deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 250x).....	419
Obr. 626: Průběh ohybových momentů – vlevo malé zatížení; vpravo – vyšší zatížení	420
Obr. 627: Schéma výpočetního modelu pro ověření elastických parametrů vloženého prvku	421
Obr. 628: Vlevo deformovaný tvar trojice prutů (zkresleno 50x); vpravo vykresleny svislé deformace	422
Obr. 629: Porovnání průběhu hlavních napětí.....	422
Obr. 630: Porovnání průběhu ohybových momentů při uvažování plné a redukované pevnosti vloženého materiálu.....	423
Obr. 631: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození úhlu vnitřního tření vloženého materiálu	423
Obr. 632: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození soudržnosti	423
Obr. 633: Napjatost na průřezu znázorněná na základě Mohrových kružnic pro odvození soudržnosti vloženého materiálu.....	424
Obr. 634: Schéma výpočetního modelu pro ověření chování referenční skořepiny	427
Obr. 635: Znázorněná referenční skořepina umístěná do střednicové plochy	427
Obr. 636: Deformovaný tvar konstrukce se skořepinou (zkresleno 50x).....	428
Obr. 637: Průběh ohybového momentu na referenční skořepině.....	428
Obr. 638: Schéma deskového výpočetního modelu pro ověření chování referenční skořepiny	429
Obr. 639: Průběh ohybového momentu na desce	429
Obr. 640: Průběh ohybového momentu na prutu typu V-V	429

Seznam tabulek:

Tab. 1: Tabulka běžně dosahovaných hodnot ztráty objemu (CzTA pracovní skupina pro mechanizované tunelování, 2014, 15-26, s. 57)	37
Tab. 2: Konstrukční kombinace tunelového ostění (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 119)	48
Tab. 3: Polohová matice pro příklad uspořádání obdélníkových segmentů z Obr. 192	134
Tab. 4: Příklad polohové matice z tunelu Ejpovice (Allowable adjacent ring rotations – možné vzájemné pootočení sousedních prstenů, Key position – pozice závěrného klenáku) (Metrostav ©2019).....	134
Tab. 5: Průběh teplot dle Guidline 853 (DB Netz 2003) (Railroad tunnels (except for urban railway tunnels) – železniční podzemní stavby (s výjimkou městských železničních tunelů), Plane – úroveň (místo na příčném řezu), Summer – léto, Winter – zima, External – vnější, Central – střední, Internal – vnitřní, Covered tunnel between portal and 200 m from portal – úsek tunelu na portálu a 200 m od portálu, Covered tunnel from 200 m to 1000 m from portal – úsek tunelu od 200 m do 1000 m od portálu, Covered tunnel more than 1000 m from portal – úsek tunelu více jak 1000 m od portálu, Temperature of installation – teplota při montáži ostění) (Wittke, a kol., 2007, 336).....	168
Tab. 6: Porovnání chování jednotlivých numerických modelů (Structural system – konstrukční schéma, Rigid ring – souvislý prstenec ostění, Muir-Wood ring – prstenec ostění dle předpokladů Muir-Wooda, System – konfigurace, Ring – prstenec, Uncoupled – nespolepůsobící, Coupled – spolupůsobící, Max. bending moment – maximální ohybový moment, Max. settlement at crown – maximální svislá deformace v koruně tunelu, Percentage – procenta) (Klappers, a kol., 2006).....	189
Tab. 7: Porovnání maxim vnitřních sil a deformací pro jednotlivé uspořádání prvků segmentového ostění (Parameters – parametry, Model – model, Maximum positive bending moment – maximální kladný ohybový moment, Minimum negative bending moment – minimální záporný ohybový moment, Maximum normal force – maximální normálová síla, Maximum longitudinal force – maximální podélná síla, Maximum normal displacement – maximální normálové přetvoření, Maximum surface displacement – maximální sedání povrchu) (Do, 2014, s. 145).....	190
Tab. 8: Porovnání vlivu spolupůsobení sousedních prstenců ostění (Překlad termínů viz Tab. 7) (Do, 2014, s. 145)	190
Tab. 9: Příklad 4: Tabulka rotační tuhosti jednotlivých podélných spojů (lineární chování betonu).....	273
Tab. 10: Příklad 5: Tabulka rotační tuhosti jednotlivých podélných spojů (nelineární chování betonu).....	275
Tab. 11: Příklad 6: Tabulka tuhosti vložených prutů	277
Tab. 12: Porovnání sledovaných veličin při stanovení vlivu spolupůsobení sousedních prstenců segmentového ostění (poměrné veličiny vztaženy k Případu 9) (M_{min} = ohybový moment ve spodní klenbě, M_{max} = ohybový moment na bocích tunelové trouby).....	298
Tab. 13: Příklad šesti receptur pro jednoplášťové prefabrikované ostění (Cement – cement, Strength class – pevnostní třída, Fly ash – popílek, Water – voda, Superplasticator – superplastifikátor, Aggregates – kamenivo, Sand – písek, Gravel – štěrk, Density – hustota, Temperature of concrete – teplota betonu, Hardening in a steam vapor curing chamber – tuhnutí v parní komoře, Hour – hodina, Day – den, Approx. – cca) (Wittke, a kol., 2007, s. 391)	321
Tab. 14: Tolerance pro výrobu tunelových segmentů (No. – číslo, Manufacturing tolerance – výrobní tolerance, Ring size (inner diameter) – velikost prstence ostění (vnitřní průměr), Longitudinal joints tolerance (based on the load transfer surface) – tolerance podélného	

spoje (v závislosti na kontaktní ploše), Longitudinal joint deformation – velikost kontaktní plochy podélného spoje, Angular deviation of the longitudinal joint – úhlové zkosení podélného spoje, Additon rule – dodatečné pravidlo, Overall segment deviations (based on the median plane) – celkové odchylky segmentu (na základě střednicové plochy), Segment width – šířka segmentu, Segment thickness – tloušťka segmentu, Segment arch length – střednicová délka segmentu, Inner radius of each segment – vnitřní poloměr každého segmentu, Difference of the diagonal length of a segment to the target length – rozdíl délky diagonály segmentu vůči teoretické hodnotě, Vertical spacing of the fourth segment corner from the plane formed by the other three corners – vertikální rozteč čtvrtého rohového segmentu od roviny tvořené ostatními třemi rohy, Sealing groove – drážka pro těsnící profil, Sealing groove width – šířka drážky, Sealing groove depth – hloubka drážky, Position of sealing groove axis – pozice osy drážky pro těsnění, Flatness of the contact zones – rovinatost kontaktních ploch, Longitudinal and ring joint – podélný a příčný spoj, Tolerances of the entire segment ring – tolerance celého prstence ostění, Outside diameter – vnější průměr, Inside diameter – vnitřní průměr, Outer circumference (measured at three heights) – vnější obvod (měřeno ve třech výškách), Position of the fixing components – umístění fixního vybavení a komponentů segmentu, Erector cones – kónické otvory pro uchycení erektoru, Spiral pockets and bushings – tolerance nik, kapes a průchodek) (DAUB, 2013, s. 14)..... 334

Tab. 15: Popis typické poruchy spolu s její viditelností a možností opravy (Nr. – číslo poruchy, Description – popis poruchy, Visible – viditelný, Repair possible – opravitelný, Yes – ano, No – ne, Only at inside – pouze zevnitř, Leakage – průsaky, Damage next and parallel to longitudinal joints – poškození vedle a paralelní k podélnému spoji, Damage near the bolts or the dowel and socket – poškození v blízkosti spojovacích prostředků nebo čepu a objímky, Edge damage – poškození rohů segmentů, Major dowel damage – závažné poškození čepu, Minor dowel damage – menší poškození čepu, Socket edge damage – poškození drážky, Key segment longitudinal damage – poškození podélného spoje závěrného klenáku, Key segment edge damage – poškození rohu závěrného klenáku, Key segment lateral damage – příčné poškození závěrného klenáku, Tension cracks between jack forces – tahové trhliny mezi působišti sil štitových lisů, In line tension cracks – tahové trhliny pod působišti sil štitových lisů, Cracks due to unequal support – trhliny vlivem nerovnoměrného podepření, Torsion cracks (combined with jack forces) – trhliny od kroucení (v kombinaci se silami štitových lisů), Tolerance cracks in longitudinal joint – trhliny v podélném spoji díky nedodržení tolerance, Longitudinal cracks (e.g. due to badly closed longitudinal joint) podélné trhliny (např. způsobené špatně uzavřeným podélným spojem), Corner cracks – rohové trhliny, Leakage not compressed gasket – průsaky kvůli nestlačenému těsnění, Leakage rolled up gasket – průsaky, kvůli odtrženému těsnění) (Blom, 2002a, s. 135)..... 361

Tab. 16: Tabulka stupňů vlivu prostředí (dle ČSN EN 206+A1)..... 377

Tab. 17: Způsoby vyplnění prostoru mezi ostěním a horninovým masivem (Maidl, Herrenknecht, a kol., 2012, s. 163) 380

Tab. 18: Stanovení pomocných parametrů dle přístupu EHE-98 (Ardiaca, 2009)..... 425

Tab. 19: Porovnání jednotlivých přístupů ke stanovení MC parametrů betonu..... 426

Tab. 20: Seznam příloh 435

Tab. 21: Použitý software..... 437